

Transactions Second Congress on Large Dams

Compte Rendu Deuxième Congrès des Grands Barrages

Gesamtbericht Zweiter-Talsperrenkongress

Actas y Memorias Segundo Congreso de Grandes Presas

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS OF THE WORLD POWER CONFERENCE

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

Internationale Talsperren-Kommission
der Weltkraftkonferenz

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

VOLUME I

**UNITED STATES
GOVERNMENT PRINTING OFFICE
WASHINGTON : 1938**

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

VOLUME I

Chronicle of the Congress

Chronique du Congrès—Chronik des Kongresses—Crónica del Congreso

★

Officers, Committees, and Delegates

Direction, Comités et Délégués—Leitung, Komitees und Delegierte
Personal Directivo, Comités y Delegados

★

General Addresses

Discours Généraux—Allgemeine Ansprachen—Discursos Generales

★

Round-Table Discussions

Discussions “en Table Ronde”—“Round Table”-Diskussionen
Discusiones de “Mesa Redonda”

★

General Reports

Rapports Généraux—Generalberichte—Ponencias Generales

★

Indexes

Tables des Matières—Inhaltsverzeichnisse—Índices

EDITOR

Rédacteur—Schriftleitung—Redactor

*

O. C. MERRILL

CONTENTS

Table des Matières—Inhaltsverzeichnis—Tabla de Materias

THE INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS

	Page
Member Countries	3
Abstract from Constitution	4
Officers	9
Origin, Organization, Activities	13

SECOND CONGRESS ON LARGE DAMS

Introduction	27
Invitation	27
Sessions and Functions in Washington	28
Attendance and Reports	28
Languages	29
Interpretation and Speech Transmission	29
Exhibits	29
New York City Activities	29
Tours	30
Round-Table Discussions	30
Reception in Canada	30
Traduction Française	31
Deutsche Übersetzung	34
Traducción Española	38
Organization	43
Committees and Staff	43
Official Travel Agency	43
Headquarters	44
Official Meetings and Functions	45
Opening Meeting	45
Reception and Ball	45
Garden Party	46
Dinner to Executive Council and Commission on Large Dams	46
Official Banquet	46
Luncheon of Visiting Delegations	46
Special Session	47
Visit to Mount Vernon	47
Closing Meeting	47
Program	49
General	49
Question III: Special Cement	49

Program— <i>Continued</i>	Page
Question IV: Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction and Expansion Joints	49
Question V: Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams	50
Question VI: Geotechnical Studies of Foundation Materials	50
Question VII: Calculation of the Stability of Earth Dams	50
Communications	51
Publications	53
Preprints	53
Transactions	53
Miscellaneous	54
Editing	54
Sessions	57
Organization	57
Procedure	58
Interpretation	58
Speech Transmission	59
Recording of Discussions	59
Countries Participating	60
Exhibits	61
Study Tours	63
General	63
Organization	65
Itineraries	66
Participation	69
Transportation and Costs	70
Entertainment	70
Round-Table Discussions	71
General	71
Organization	73
Topics for Discussion	73
Transcontinental Tour	75
General	75
Organization	75
Trains, Equipment, Costs	77
Special Facilities	79
Itinerary	81
Entertainment En Route	83
The Knoxville Resolution	85

OFFICERS, COMMITTEES, AND DELEGATES

General Officers, Congress and Conference	91
American National Committee	93
General Officers	93
Members	93
Executive Committee	96
Subcommittees	96
Entertainment, General	96

	Page
American National Committee— <i>Continued</i>	
Subcommittees— <i>Continued</i>	
Exhibits	96
Finance	97
Hotels and Conference Rooms	97
Program and Publications	97
Publicity	97
Tours	97
Entertainment of Ladies	97
Staff Officers	98
Special Representatives	98
Sessions Officers	99
General	99
Technical Sessions	99
New York City Committee	100
Coordinating Committee, Study Tours	101
Local Committees, Study Tour II	101
Local Committees, Transcontinental Tour	102
Official Delegates	107

ADDRESSES AT GENERAL SESSIONS

Opening Meeting, Constitution Hall	121
Official Banquet, Hall of Transportation	135
Special Meeting, Constitution Hall	151
Closing Meeting, Government Auditorium	169

ROUND-TABLE DISCUSSIONS

Tour II. Group A—Dams	
1. Core Drilling for Visual Examination of Foundation Material	183
2. Methods of Sealing Dam Foundations	185
3. Distorted versus Undistorted Models for Hydraulic Research	188
4. Recent Improvements on Construction Layouts	192
5. Concrete Quality Control	194
6. Resistivity Measurements for Dam Foundation Explorations	198

GENERAL REPORTS IN ENGLISH

Question III. Special Cement	203
Question IV. Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction and Expansion Joints	219
Question V. Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams	235
Question VI. Geotechnical Studies of Foundation Materials	247
Question VII. Calculation of the Stability of Earth Dams	261

GENERAL REPORTS IN FRENCH—RAPPORTS GENERAUX

Question III. Ciment Spécial	283
Question IV. Constitution et Étanchement des Joints de Retrait, de Con- traction et Dilatation	299
Question V. Étude des Revêtements des Parements des Barrages en Ma- çonnerie et en Béton	315

	Page
Question VI. Étude Géotechnique des Sols de Fondation	329
Question VII. Calculs de Stabilité des Barrages en Terre	345

GENERAL REPORTS IN GERMAN—GENERALBERICHTE

Frage III. Spezialzement	369
Frage IV. Entstehung und Abdichtung von Schwind-, Zusammenziehungs-, und Dehnungsfugen in Stau Mauern	387
Frage V. Untersuchung der Mauerwerkverkleidung von Bruchsteinmauerwerk- und Beton-Stau Mauern	405
Frage VI. Geotechnische Untersuchung von Taluntergrundes	419
Frage VII. Berechnung der Standfestigkeit von Erddämmen	437

GENERAL REPORTS IN SPANISH—PONENCIAS GENERALES

Cuestión III. Cemento Especial	463
Cuestión IV. Constitución e Impermeabilidad de las Juntas de Retracción, Contracción y Dilatación	479
Cuestión V. Estudio de los Paramentos de las Presas de Mampostería y Hormigón	495
Cuestión VI. Estudio Geotécnico de los Terrenos de Fundación	509
Cuestión VII. Cálculo de Estabilidad de las Presas de Tierra	525

INDEXES

Table of Contents of the Transactions	549
Index of Code Numbers	551
Reports	551
Communications	553
General Reports	554
Index of Authors and Speakers	555
Subject Index	563
Table Analytique des Matières—Clef Française	577
Sachwortverzeichnis—Deutscher Schlüssel	581
Indice de Materias—Clave Española	585

**The
International
Commission on
Large Dams**

Member Countries*

Pays Adhérents—Mitgliedsländer—Países Adherentes

Algeria	Japan
Australia	Morocco
Austria	New Zealand
Belgium	Netherlands East Indies
British India	Norway
Czechoslovakia	Poland
Egypt	Roumania
France	Spain
French West Africa	Sweden
Germany	Switzerland
Great Britain	Tunisia
Hungary	United States of America
Italy	Union of Soviet Socialist Republics

*As of December 31, 1937—Du 31 décembre 1937—Per 31. Dezember, 1937—
Del 31 de diciembre 1937.

From the **CONSTITUTION of the**
INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE
DAMS of the WORLD POWER
CONFERENCE

THIS ORGANIZATION * * * shall be officially known as the *International Commission on Large Dams of the World Power Conference*.

The objects of the Commission shall be to encourage improvements in the design, construction, maintenance, and operation of large dams by bringing together information thereon and by studying questions related thereto.

The Commission will accomplish its objects:

- (a) By interchange of information between its several National Committees;
- (b) By holding periodical meetings;
- (c) By organizing studies and experiments;
- (d) By publication of proceedings, reports, and documents.

* * * * *

The Commission shall arrange from time to time for public meetings for the presentation of papers or reports and for the general discussion of matters within the scope of the activities of the Commission. * * *

Unless otherwise specifically provided by the Commission, such meetings shall be held at the same time and place as Sectional or Plenary meetings of the World Power Conference and as integral sessions thereof.

Extraits des STATUTS de la
COMMISSION INTERNATIONALE DES
GRANDS BARRAGES de la
CONFERENCE MONDIALE DE L'ENERGIE

CET ORGANISME * * * sera désigné officiellement par l'appellation de *Commission Internationale des Grands Barrages de la Conférence Mondiale de l'Énergie*.

La Commission a pour but de provoquer les progrès dans l'étude, la construction, l'entretien et l'exploitation des grands barrages, en rassemblant les renseignements à ce sujet, et en étudiant les questions qui s'y rapportent.

La Commission remplira cet objet:

- a) en procédant à l'échange de renseignements entre ses divers Comités Nationaux;
- b) en tenant des réunions périodiques;
- c) en organisant des études et des expériences;
- d) en publiant des compte-rendus, des rapports et des documents divers.

* * * * *

La Commission organisera de temps à autre des réunions publiques pour la présentation de mémoires ou de rapports et pour la discussion générale de questions rentrant dans le cadre de l'activité de la Commission. * * * Sauf décision spéciale de la Commission, les réunions publiques seront tenues aux mêmes lieu et place que les réunions partielles et plénières de la Conférence Mondiale de l'Énergie, et feront partie intégrante des sessions des dites réunions.

**Aus den SATZUNGEN der
INTERNATIONALEN
TALSPERREN-KOMMISSION
der WELTKRAFTKONFERENZ**

DIESE ORGANISATION * * * soll die offizielle Bezeichnung *Internationale Talsperren-Kommission der Weltkraftkonferenz* tragen.

Es ist die Aufgabe der Kommission, Verbesserungen in dem Entwurf, der Konstruktion, der Instandhaltung und des Betriebes von Talsperren durch Sammlung von sachdienlichen Angaben und durch ein Studium der hiermit zusammenhängenden Fragen herbeizuführen. Die Kommission unternimmt die Erfüllung dieser Aufgabe durch:

- (a) Austausch von sachdienlichen Angaben innerhalb der einzelnen Nationalen Komitees;
- (b) Abhaltung periodischer Zusammenkünfte;
- (c) Anordnung von Forschungs- und Versuchsarbeiten;
- (d) Veröffentlichung von Protokollen, Berichten und Blättern.

* * * * *

Wenn nicht in anderer Weise durch die Kommission besondere Vorsehung getroffen ist, sind die Zusammenkünfte zu gleicher Zeit und am selben Ort als Teil- oder Voll-Versammlungen der Weltkraftkonferenz und als integrierende Bestandteile dieser Versammlungen abzuhalten.

De los **ESTATUTOS de la**
COMISION INTERNACIONAL DE GRANDES
PRESAS de la CONFERENCIA MUNDIAL
DE LA ENERGIA

ESTA ORGANIZACIÓN * * * será designada oficialmente con el título de la *Comisión Internacional de Grandes Presas de la Conferencia Mundial de la Energía.*

La Comisión fomentará el mejoramiento de los proyectos, la construcción, el mantenimiento y la explotación de grandes presas, reuniendo información y estudiando los asuntos relacionados con ellas.

La Comisión llevará a cabo sus fines:

- (a) Mediante el intercambio de información entre sus diferentes Comités Nacionales;
- (b) Mediante la celebración de reuniones periódicas;
- (c) Mediante la organización de estudios y experimentos;
- (d) Mediante la publicación de actas, informes y documentos.

* * * * *

A menos que la Comisión tome otro acuerdo, las reuniones se celebrarán en la misma fecha y en el mismo lugar que las reuniones locales o plenarias de la Conferencia Mundial de la Energía y como sesiones integrales de esta Conferencia.



PROF. ING. MARIO GIANDOTTI, ITALY

Officers*

Officiers—Leitung—Personal Directivo

Chairmen

Présidents—Vorsitzende—Presidentes

GUSTAVE MERCIER, France, 1931–1937
Honorary 1937–

PROF. ING. MARIO GIANDOTTI, Italy, 1937–

Vice Chairmen

Vice-Présidents—Stellvertretende Vorsitzende—Vicepresidentes

PROF. G. DE THIERRY, Germany, 1931–1933

DR. H. E. GRUNER, Switzerland, 1931–1935

W. J. E. BINNIE, Great Britain, 1932–1934

DR. ELWOOD MEAD, United States of America, 1933–1935

AXEL EKWALL, Sweden, 1934–1937

RUDOLF REICH, Austria, 1935–

PROF. ING. MARIO GIANDOTTI, Italy, 1936–1937

A. COYNE, France, 1937–

J. L. SAVAGE, United States of America, 1937–

Secretaries General

Secrétaires Généraux—Geschäftsführer—Secretarios Generales

A. GENTHIAL, France, 1931–1937

J. AUBERT, France, 1937–

*As of December 31, 1937—Du 31 décembre 1937—Per 31. Dezember, 1937—
Del 31 de diciembre 1937.



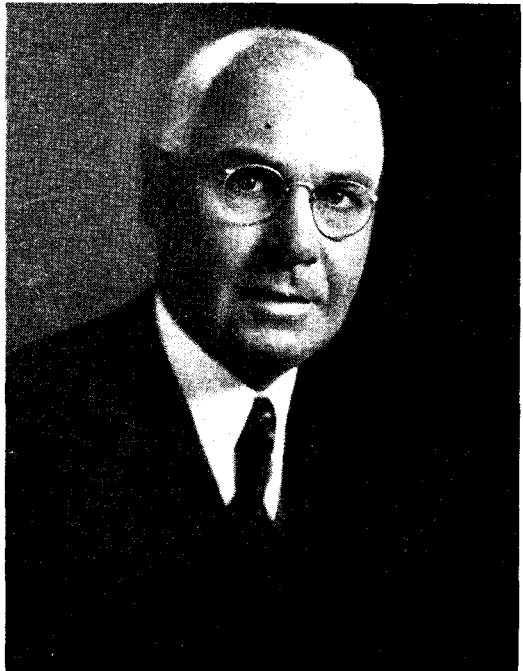
GUSTAVE MERCIER,
FRANCE



RUDOLF REICH,
AUSTRIA



A. COYNE,
FRANCE



J. L. SAVAGE,
UNITED STATES
OF AMERICA

A. GENTHIAL,
FRANCE



J. AUBERT,
FRANCE



Origin, Organization, and Activities

AT THE FORTY-NINTH MEETING of the French Association for the Advancement of Science held at Grenoble in 1925 a resolution was adopted advocating the organization of a permanent international technical committee on large dams; and France was requested to take the initiative in its formation. This action was supported by the World Power Conference at its Sectional Meeting in Basle in 1926. Thereafter, through the collaboration of the French Committee on Large Dams, and the French National Committee and the International Executive Council of the World Power Conference, a constitution was drawn up and adopted under the provisions of which an International Commission on Large Dams was organized as a self-governing affiliate of the World Power Conference; thereupon a close and fruitful collaboration was established.

The Commission confines itself to technical problems in the field of design, construction, maintenance and operation of dams, and to studies of and experiments on the behavior of dams and the materials out of which they are built. It has a standing international committee on special cements, and another preparing a program for a joint international study of earth dams. The Commission maintains a statistical register of important dams, and has in preparation a dictionary in several languages of the terms used in the science and technique of the investigation, design and construction of dams and auxiliary structures.

The Commission is made up of one member from each of the 26 participating countries, where it is represented either by a National Committee of the World Power Conference, by a national committee specially created for the purpose, or by some other national group. The Commission maintains a central office in Paris in charge of a secretary-general. Its activities are carried on either through its National Committees or through special committees appointed by the Commission. Its purpose is to encourage improvement in, to gather information upon, and to study questions relating to, the design, construction, maintenance and operation of large dams. Unless other specific provision is made, its "congresses" at which reports are presented and publicly discussed are held at the same time and place as plenary or sectional meetings of the World Power Conference. The first Congress was held in Sweden in 1933 at the time of the Scandinavian Sectional Meeting of the World Power Conference.

ORIGINE, ORGANISATION, ET SPHERE D'ACTIVITES

L'ASSOCIATION FRANÇAISE POUR L'AVANCEMENT DES SCIENCES, dans sa quarante neuvième session, tenue à Grenoble en 1925, émit un voeu soutenant l'institution d'une commission permanente technique internationale des grands barrages, et ce fut à la France que l'on demanda de prendre l'initiative pour son institution. Cette décision fut soutenue à la Session Spéciale de la Conférence Mondiale de

L'Énergie tenue à Bâle en 1926. Ensuite, avec la collaboration du Comité Français des Grands Barrages et celle du Comité Français National et du Conseil International Exécutif de la Conférence Mondiale de l'Énergie, on rédigea et on adopta des statuts sous les conditions desquels la Commission Internationale des Grands Barrages était organisée comme affiliation autonome de la Conférence Mondiale de l'Énergie. Ainsi une intime et productive collaboration fut affirmée.

La Commission ne traite que de questions techniques spéciales, relatives au plan, à la construction, à l'entretien, et à l'opération des barrages, à l'étude et l'essai de ces barrages, des matériaux dont ils sont construits, et de la façon dont ils se comportent. Elle maintient une sous-commission internationale permanente du ciment spécial, et une autre qui s'occupe de la préparation d'un programme pour l'étude internationale des barrages en terre. Elle tient un registre des statistiques de barrages importants, et à l'instant prépare un dictionnaire en plusieurs langues de termes scientifiques et techniques relatifs à l'examen, au plan et à la construction des barrages et des ouvrages auxiliaires.

La Commission comprend un membre de chacun des 26 pays où elle se trouve représentée soit par un Comité National de la Conférence Mondiale de l'Énergie, soit par un comité national créé tout spécialement dans ce but, ou encore par quelqu'autre organisme national. Elle a à Paris un Bureau Central de la Commission, sous la direction d'un Secrétaire Général. La Commission fonctionne par ses Comités Nationaux ou par des comités spéciaux désignés par la Commission. Son but est d'encourager le progrès, d'assembler les renseignements, et d'étudier les questions relatives au plan, à la construction, à l'entretien et à l'opération des grands barrages. Exception faite de stipulations spécifiques, son "congrès," auquel on présente et discute les rapports en public, a lieu au même endroit et en même temps que les sessions plénières ou spéciales de la Conférence Mondiale de l'Énergie. Son premier Congrès eut lieu en Suède en 1933, lors de la Session Spéciale de la Conférence Mondiale de l'Énergie en Scandinavie.

URSPRUNG, ORGANISATION UND AUFGABENGEBIET

WÄHREND DER IN GRENOBLE in 1925 abgehaltenen 49. Sitzung der französischen Vereinigung zur Förderung der Wissenschaft wurde ein Beschluss zur Organisation eines ständigen internationalen technischen Komitees für Talsperren angenommen, und Frankreich sollte bei der Bildung dieses Komitees die Initiative ergreifen. Dieses Bestreben wurde im Jahre 1926 durch die Teil-Tagung der Weltkraftkonferenz in Basel unterstützt. Danach wurde in Zusammenarbeit zwischen dem französischen Talsperren-Komitee und dem Internationalen Hauptausschuss der Weltkraftkonferenz eine Verfassung aufgestellt und angenommen, unter deren Satzungen eine Internationale Talsperren-Kommission als selbständige Nebenorganisation der Weltkraftkonferenz geschaffen wurde; eine enge und fruchtbare Zusammenarbeit war bald hergestellt.

Die Kommission beschränkt sich auf technische Probleme auf dem Gebiet des Entwurfes, der Konstruktion, Erhaltung und des Betriebes von Talsperren, sowie auf die Auswertung von Experimenten über das Verhalten von Talsperren und des zu deren Bau verwandten Materials. Im Rahmen der Kommission besteht ein ständiges internationales Komitee für Spezialzemente, und ein anderes für die Ausarbeitung eines Programmes für eine gemeinsame internationale Untersuchung über Erddämme. Die Kommission führt ein statistisches Verzeichnis wichtiger Talsperren und arbeitet gegenwärtig an einem Wörterbuch in verschiedenen Sprachen, das die in der Wissenschaft und Technik der Untersuchung, des Entwurfes und Baues von Talsperren und Hilfskonstruktionen vorkommenden Ausdrücke enthalten soll.

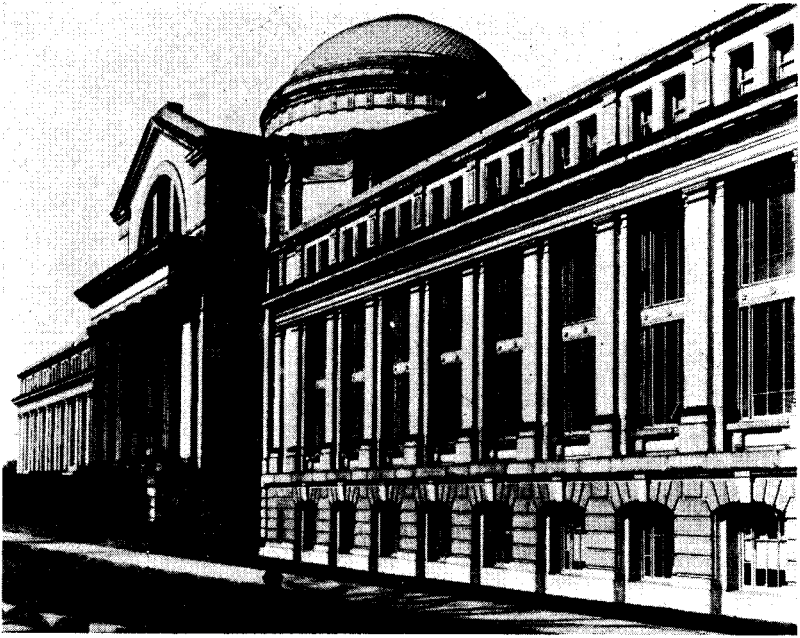
Die Kommission besteht aus je einem Mitglied der 26 Länder, wo sie entweder durch ein Nationales Komitee der Weltkraftkonferenz, durch ein besonders zu diesem Zwecke geschaffenes Nationales Komitee, oder durch irgend eine andere nationale Gruppe vertreten ist. Die Kommission unterhält in Paris ein Zentralbüro, das unter der Leitung eines Generalsekretärs steht. Die Geschäfte der Kommission werden entweder durch deren Nationale Komitees oder durch von ihr ernannte Spezialkomitees erledigt. Ihr Ziel ist die Anregung von Verbesserungen, die Sammlung aufschlussreichen Materials und das Studium von Fragen bezüglich Entwurf, Bau, Erhaltung und Betrieb von Talsperren. Sofern nicht anders bestimmt, werden die "Kongresse", bei denen Berichte unterbreitet und öffentlich diskutiert werden, zur gleichen Zeit und am selben Orte gehalten, wie Voll- oder Teil-Tagungen der Weltkraftkonferenz. Der Erste Kongress wurde im Jahre 1933, in Schweden, zur Zeit der skandinavischen Teil-Tagung der Weltkraftkonferenz gehalten.

ORIGEN, ORGANIZACION Y ACTIVIDADES

EN LA REUNIÓN cuadragésima novena de la Asociación Francesa para el Progreso de las Ciencias, celebrada en Grenoble en 1925, se aprobó una resolución recomendando que se organizara una comisión técnica de grandes presas, internacional y permanente; y se pidió a Francia que tomara la iniciativa para su formación. La Conferencia Mundial de la Energía apoyó este acuerdo en la Sesión Especial celebrada en Basilea en 1926. Entonces, mediante la colaboración del Comité Francés de Grandes Presas, del Comité Nacional Francés y del Consejo Ejecutivo Internacional de la Conferencia Mundial de la Energía, se prepararon y se aprobaron unos estatutos de acuerdo con los cuales se organizó la Comisión Internacional de Grandes Presas que está afiliada a la Conferencia Mundial de la Energía; estableciéndose, por lo tanto, una estrecha y fructífera colaboración.

La Comisión se limita a los problemas técnicos con referencia a los proyectos, la construcción, el mantenimiento y la explotación de presas, y a los estudios y experimentos sobre el comportamiento de las presas y de los materiales empleados en su construcción. Tiene un comité internacional permanente de cementos especiales y otro comité está preparando un programa para el estudio internacional de las presas de tierra. La Comisión mantiene un registro estadístico de presas importantes, y tiene en preparación un diccionario en diferentes idiomas de los términos empleados en la ciencia y la técnica de la investigación, en los proyectos y la construcción de presas y de estructuras auxiliares.

La Comisión está formada por un miembro de cada uno de los 26 países participantes, donde está representada por el Comité Nacional de la Conferencia Mundial de la Energía, o por otro grupo nacional. La Comisión mantiene una Oficina Central en París a cargo de un Secretario General. Lleva a cabo sus actividades por intermedio de sus Comités Nacionales o de comités especiales nombrados por la Comisión. Tiene el propósito de fomentar el mejoramiento de los proyectos, la construcción, el mantenimiento y la explotación de grandes presas, reunir información sobre estas materias y estudiar los asuntos relacionados con ellas. A menos que tome otro acuerdo, sus "congresos", en los cuales se presentan informes que se discuten públicamente, se celebran en la misma fecha y en el mismo lugar que las reuniones plenarias o especiales de la Conferencia Mundial de la Energía. El primer Congreso se celebró en Suecia en 1933 al mismo tiempo que la Reunión Especial Escandinava de la Conferencia Mundial de la Energía.



The National Museum. All Congress sessions were held here. — Le Musée National. Toutes les séances du Congrès y eurent lieu. — National-Museum. Alle Sitzungen des Kongresses wurden hier abgehalten. — El Museo Nacional. Todas las sesiones del Congreso se celebraron en este edificio.

**The
Second Congress
on Large Dams**

THE WHITE HOUSE

Washington

MARCH 4, 1936

TO THE WORLD POWER CONFERENCE AND THE
INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS:

It gives me much pleasure to extend an invitation to the nations of the world to take part in the Third World Power Conference and the Second Congress of the International Commission on Large Dams which are to be held concurrently in the City of Washington, September 7-12, 1936.

The subject chosen for the World Power Conference is one of wide appeal and because of that I hope there will be a substantial response and a large attendance from all parts of the world. I am sure that we here will participate wholeheartedly.

Besides study and discussion of the important problem of power in its various aspects, delegates and their families and friends will have an opportunity to become better acquainted with us. I hope those who come will have time in which to see the scenic wonders of our land and view our scientific and industrial achievements.

The United States as host for the Third World Power Conference and the Second Congress of the International Commission on Large Dams assures its guests of a sincere welcome.

Franklin D. Roosevelt



THE SECRETARY OF THE INTERIOR

Washington, D. C.

On behalf of the American National Committee of the Third World Power Conference, I extend greetings to the delegates and other guests who will participate in the Conference as well as in the Second Congress of the International Commission on Large Dams.

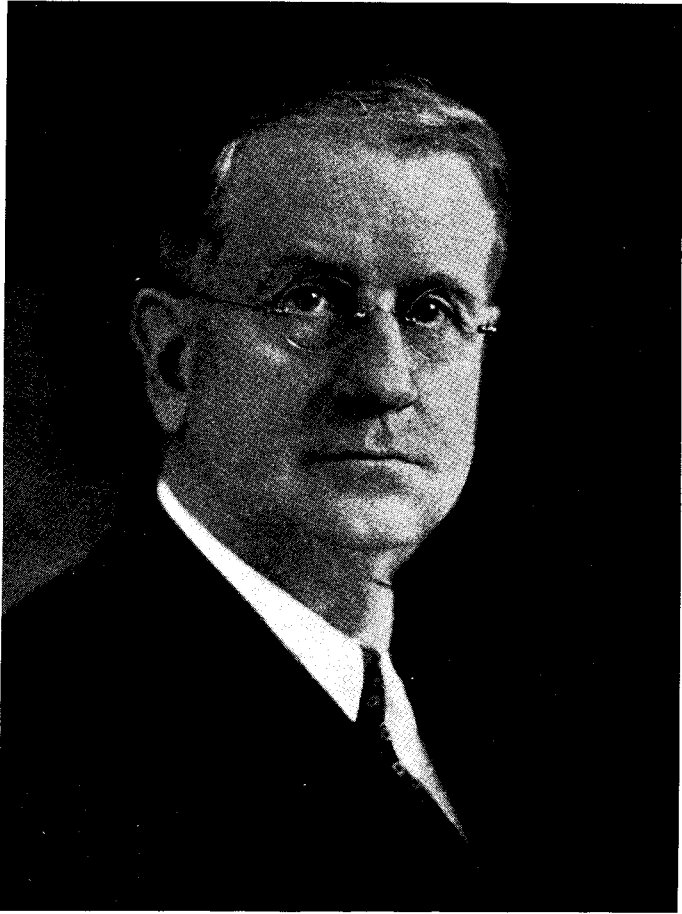
Representative of all elements interested in power, the American National Committee hopes to make the Third World Power Conference a noteworthy gathering for the exchange of scientific data and information on this important subject.

We trust that our guests will avail themselves of the opportunity not only to visit our Nation's capital, where the conferences are to be held, but also other parts of the United States in order the better to know us and acquaint themselves with our activities.

The United States, through the American National Committee for the Third World Power Conference, extends a cordial welcome to all who will attend the meetings.

Harold T. Pches

Chairman.



AMERICAN NATIONAL COMMITTEE

Washington, D. C.

The importance and significance of the Third World Power Conference which is to be held in the United States in 1936 coincident with the Second Congress of the International Commission on Large Dams needs no emphasis by us. Gatherings of this kind provide a fertile field for the study and development of significant and meaningful data which forms the basis for intelligent action not only of the participants in the meetings but those others who avail themselves of its published findings and studies.

I hope that delegates and other guests will join with us in affording through this conference a significant contribution to the growing scientific literature on power. As one who has devoted many years to both the engineering and economic phases of the subject, and who has been privileged to visit other countries for the purpose of studying this problem, I look forward with eager interest and pleasant anticipation to the Third World Power Conference.

Permit me on behalf of the executive committee, of which I have the honor to be chairman, to extend to you a cordial greeting.

Morris L. Cooke

Chairman, Executive Committee.



AMERICAN NATIONAL COMMITTEE

Washington, D. C.

In the twelve years since its first meeting in London, the World Power Conference has established itself as an international institution devoted to the public discussion of matters which affect the economic and social interests of the people of all countries. Its influence now and in the future will depend upon the extent to which it is broadly international and upon the degree to which it appeals to the layman as well as to the engineer. Its influence, furthermore, will be measured, not by the number of countries whose names are printed on its letterhead, but by the number which actively participate in its proceedings and share responsibility in its activities and its management. The same is equally true of the International Commission on Large Dams.

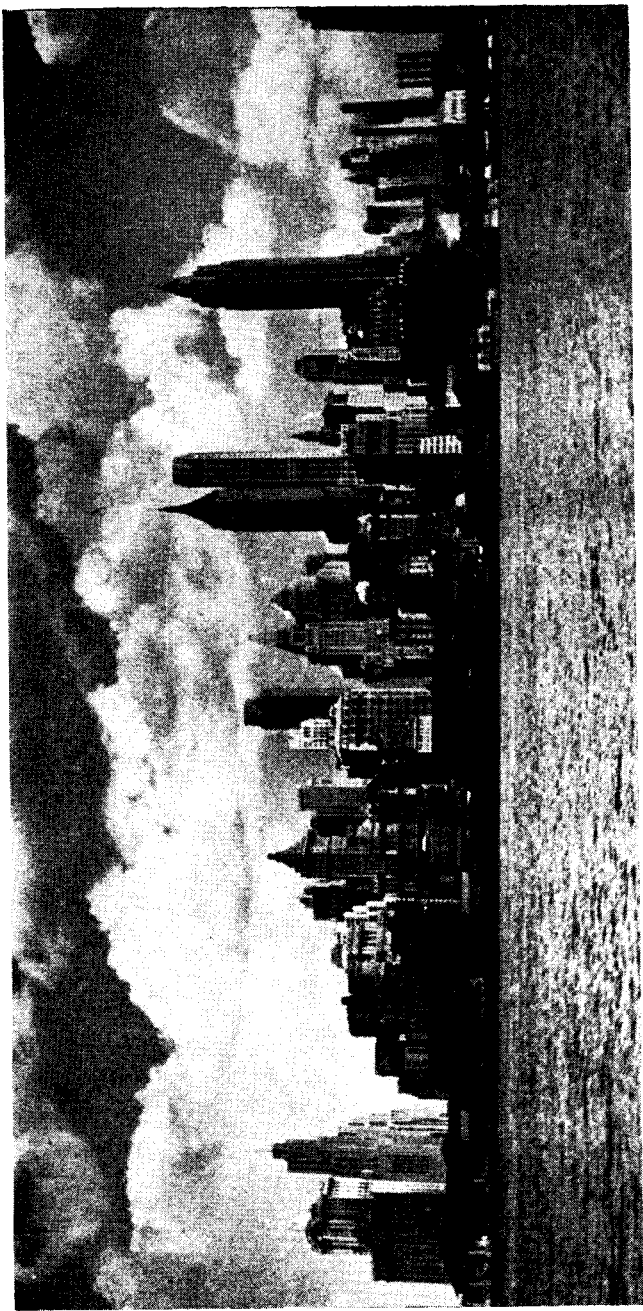
The American National Committee has endeavored to extend this influence in both directions. It has sent special representatives into thirty-three countries to arouse a wider interest and a more active participation in the Conference and the Congress. It has provided in the Washington sessions of the Conference for a discussion of the general problems—economic, social, and organizational—arising out of the utilization of natural resources and of the distribution and use of power; and in the program of the Congress and in a series of “study tours”, for a discussion of technical problems in a setting where some of the solutions adopted may be viewed in practical operation.

The American National Committee will most cordially welcome to the United States all those interested in these programs and in the activities of these two organizations.



Director, Third World Power Conference.





Skyline of New York. — Silhouette de New York. — Panorama von New York. — Silueta de Nueva York.
Photo by Underwood and Underwood.

Introduction

Invitation

THE Congress of the United States by joint resolution of August 26, 1935, authorized and requested the President to extend to the World Power Conference an invitation to hold its third plenary meeting in the United States in 1936. Since the International Commission on Large Dams holds its "congresses" concurrently with a meeting of the World Power Conference, the communications addressed to all countries invited them to participate in and send official delegations to the Second Congress on Large Dams as well as to the Third World Power Conference. The American Ambassador at Paris was requested to inform the chairman of the International Commission on Large Dams that such an invitation had been extended. Membership in either the Congress or the Conference automatically gave membership in and all the privileges of the other; and the American Committee suggested that the several countries designate their official representatives as delegates to both meetings.

A single Official Program carried the agenda and the instructions for submission of papers and reports of both the Congress and the Conference. A General Bulletin contained schedules of the sessions and gave information about registration, hotels, excursions, tours, and exhibits. A Tours Bulletin gave brief descriptions of cities and regions to be visited on the technical study tours and information about the objects of interest to be inspected. The programs and bulletins, equally applicable to the Conference and the Congress, published in English, French, German, and Spanish, and distributed to all countries of the world, supplemented the invitations which had been sent through diplomatic channels.

Up to the time of the Second Congress in Washington, no Latin American country appears to have participated in the activities of the Commission on Large Dams or attended its meetings. The American Committee, therefore, made special efforts to arouse interest in these countries in the work of the Commission and to secure attendance of representatives and presentation of reports at the Washington Congress. Two special representatives were sent into these countries, Dr. Roscoe R. Hill to South America and Mr. Charles K. Ludewig to Mexico, Central America, and the Caribbean countries, to develop interest in both the Congress and the Conference and to give information about them. The fact that 14 of these countries participated in the Second Congress indicates the success of the efforts made. As in the case of the Conference, the Latin American countries and Canada associated themselves with the United States in the role of joint hosts to the delegates and members from the rest of the world.

Sessions and Functions in Washington

The meetings, sessions, and functions of the Congress and the Conference were held concurrently in Washington beginning on Monday, September 7, and closing on Saturday, September 12. The joint opening meeting was held on the evening of September 7 in Constitution Hall; and the joint closing meeting, in the Government Auditorium on the afternoon of September 12. A third joint meeting at which special addresses were given by President Roosevelt and by a representative of Latin America, of Canada and of the United States, was held on Friday afternoon, September 11, in Constitution Hall.

All sessions of the Congress were held in the auditorium of the National Museum. The sessions began on Tuesday morning, September 8, and were completed on Thursday afternoon, September 10. Executive meetings of the Commission were held in the Board Room of the Government Auditorium.

Social functions included a reception and ball at the Mayflower Hotel on the evening of September 8; a garden party at "Dumbarton Oaks" on the afternoon of September 9, at which the Secretary of State and Mrs. Hull were present; a dinner at the Congressional Country Club on the evening of September 9 given by the director, Mr. O. C. Merrill, to the International Executive Council of the World Power Conference and the International Commission on Large Dams; a banquet in the Hall of Transportation on the evening of September 10, at which the Honorable Harold L. Ickes, Secretary of the Interior, presided; a luncheon at the Mayflower Hotel on Friday noon given by the visiting delegates and members to the members of the American National Committee; and a trip by steamer down the Potomac River to Mount Vernon on Friday afternoon. Because of the death of the Secretary of War, a reception and garden party scheduled at the White House was canceled. In its place, the President received the official delegates at the Executive Offices on Friday morning.

In addition to the above functions arranged by the American organizing committee, numerous garden parties, teas, luncheons, and dinners were given to the delegates and members at their national embassies and legations.

On Sunday, September 6, prior to the opening of the Conference, the Philadelphia Electric Co. and its subsidiaries, Susquehanna Power Co. and Safe Harbor Water Power Corporation, were hosts to the visiting delegates at an inspection of the Safe Harbor plant and at luncheon and dinner.

Attendance and Reports

Due to the fact that the majority of those who attended the meetings at Washington were accredited to both the Congress and the Conference it is not possible to segregate them into two distinct groups, even were it not probable that many individuals attended both Congress and Conference sessions. The recorded attendance at the Congress sessions varied between 90 and 115, with a total for the five sessions of 520. Fifty-five speakers, in addition to the general reporters, took part in the discussions.

Of the 94 individual reports and "communications" presented to the Congress, 89 were received in time for printing in pamphlet form prior to the opening of the Congress. On account of the late receipt of some of the reports it was not possible to prepare and print the general reports in languages other than English. The general reports appear in the Transactions, however, in the four languages, English, French, German, and Spanish.

Languages

Neither the World Power Conference nor the International Commission on Large Dams has an official language; but as a matter of recognized convenience their proceedings have generally been conducted, and their papers and reports submitted, in either English, French, or German. In view, however, of the extensive participation of Latin American countries in the meetings in Washington, the American National Committee deemed it desirable, notwithstanding the additional burden involved, to add Spanish to the languages to be used.

Programs, bulletins, circular letters, instructions, etc., were issued in the four languages. A considerable part of the correspondence was conducted in some one of the languages other than English. All papers and reports contain summaries in the four languages. Addresses and discussions at the several sessions are given in the language of the speaker, and are then summarized in four languages.

Interpretation and Speech Transmission

An individual-listener four-circuit telephone system with head sets connected to 500 seats was installed in the auditorium of the National Museum. By use of selector switches the listener could choose the interpretation which he preferred or could hear the speaker directly.

Public-address amplifier systems were installed in Constitution Hall and in the Government Auditorium, and the addresses at the opening and at the special meetings were broadcast in both ordinary and short wave.

All addresses at public meetings and functions and all discussions at the sessions of the Congress and the Conference were mechanically recorded in duplicate on wax rolls by the telediphone system.

Exhibits

Special exhibits showing charts, photographs, and models of activities, plants, and equipment were arranged in the Mayflower Hotel and the National Museum by Government bureaus and industrial organizations. Other special exhibits relating to their individual activities were displayed in their own buildings by several Government agencies and by the local utility companies.

New York City Activities

A special committee was organized in New York City to receive guests from abroad on their arrival at that port, to aid them in passing through the city, and to help entertain them while in the city. New York City was also the starting point for all tours both pre-Conference and post-Conference.

On the evening of September 14, a dinner party was given at the Hotel Astor, on behalf of the Consolidated Edison Co. of New York, to the foreign delegates to the World Power Conference and the International Commission on Large Dams.

Tours

A series of four "study tours", of a duration of 6 to 10 days each and limited to the industrial area in the northeastern part of the United States, was organized by the American National Committee to give visitors from abroad an opportunity to inspect plants and processes in the fuel, steam, and public-utility fields, in water-power development, and in transportation. These tours were conducted both before and after the Conference. The post-Conference tour on hydroelectric plants was extended into Canada. There was also organized a post-Conference transcontinental tour of about 3 weeks' duration, leaving New York City on September 14, going first to Montreal and Ottawa, back into the United States at Niagara Falls, thence to the State of Washington, to Southern California, returning to New York via Boulder Dam, Grand Canyon and the Tennessee Valley—a distance by rail and motorcar of more than 9,000 miles.

Tour No. II and the transcontinental tour were organized with the interests of the International Commission on Large Dams particularly in view, for these tours gave opportunity not only to inspect some of the major dams which had been constructed in North America, but also to see in course of construction the largest dams ever undertaken in the world.

Two hundred fifty-four people took part in the study tours, of whom 81 were in Tour No. II. There were 241 people in the transcontinental tour.

Round-Table Discussions

Because the program of the Third World Power Conference dealt only incidentally with technical matters, the American National Committee organized a series of "round-table" discussions in connection with the study tours. Topics for the discussion were distributed to the several national committees about 2 months in advance of the Conference. Condensed discussions in connection with "Group A—Dams" of Tour II are contained in these Transactions.

Reception in Canada

Members of the Congress and the Conference who took part in the two tours into Canada were invited by the Canadian Committee to participate in a program arranged by that committee which included visits to major power developments, a dinner by the Dominion Government, a reception and dinner by the Provincial Government of Quebec and a luncheon at Niagara Falls, Canada, given by the Hydro-Electric Power Commission of Ontario.

INTRODUCTION

Invitation

Le Congrès des États-Unis par une "Joint Resolution" du 26 août 1935 autorisa et pria le Président d'inviter la Conférence Mondiale de l'Énergie à tenir en 1936 sa troisième session plénière aux États-Unis. Comme la Commission Internationale des Grands Barrages tient ses congrès au même endroit et en même temps que la Conférence Mondiale de l'Énergie, les communiqués qui furent envoyés invitèrent tous les pays à participer et à envoyer des délégations officielles au Deuxième Congrès des Grands Barrages ainsi qu'à la Troisième Conférence Mondiale de l'Énergie, et l'on pria l'Ambassadeur des États-Unis à Paris de vouloir bien informer le Président de la Commission Internationale des Grands Barrages de l'invitation qui avait été envoyée. On donna automatiquement aux membres du Congrès les privilèges accordés aux membres de la Conférence, et vice-versa; d'ailleurs, le Comité Américain avait suggéré à plusieurs pays que leur représentants officiels servent de délégués aux deux sessions.

Il n'y eut qu'un seul programme qui contenait pour le Congrès et la Conférence l'ordre du jour, et les instructions pour la présentation des rapports. Un Bulletin Général donnait l'emploi du temps des séances, et l'information nécessaire relative à l'enregistrement, aux hôtels, aux excursions, aux tournées, et aux expositions. Un Bulletin des Tournées signalait les villes et régions que l'on devait visiter lors des tournées d'étude technique, et renseignait sur les objets d'intérêt à voir. Les programmes et bulletins, applicables à la Conférence comme au Congrès, furent publiés en anglais, en français, en allemand et en espagnol, furent distribués dans tous les pays du monde, et furent suppléés par les invitations qui avaient été envoyées par les moyens diplomatiques.

Aucune des pays de l'Amérique Latine, lors du Deuxième Congrès, ne semblait encore avoir pris part aux travaux de la Commission des Grands Barrages ou à aucune de ses sessions. Le Comité Américain s'est alors efforcé d'intéresser ces pays aux travaux de la Commission, et fit un effort tout spécial pour qu'ils envoient des délégués au Congrès de Washington, et qu'ils y présentent des rapports. Deux émissaires furent même envoyés dans ces pays, Dr. Roscoe R. Hill dans les pays de l'Amérique du Sud, et Charles K. Ludewig au Mexique, en Amérique Centrale, et aux Antilles. Ces Messieurs s'efforcèrent d'intéresser ces pays aux travaux du Congrès et de la Commission, et leur en donnèrent tous les renseignements nécessaires. Il va sans dire que ce ne fut pas en vain, car 14 de ces pays participèrent au Deuxième Congrès. Les pays de l'Amérique Latine et le Canada se joignirent alors aux États-Unis pour servir de hôte aux délégués et membres qui étaient venus des autres pays, comme ils l'avaient fait pour la Conférence.

Séances et Fêtes à Washington

Les réunions, séances et fêtes du Congrès et de la Conférence eurent lieu conjointement à Washington dès le lundi 7 septembre, et se terminèrent le samedi 12 septembre. La réunion conjointe d'Ouverture eut lieu dans la soirée du 7 septembre au "Constitution Hall"; la réunion conjointe de Clôture, dans l'après midi du 12 septembre au "Government Auditorium". Il y eut une troisième réunion conjointe dans l'après midi du vendredi 11 septembre au "Constitution Hall", pendant laquelle divers discours furent prononcés, entre autres celui du Président Roosevelt, et ceux des représentants des pays de l'Amérique Latine, du Canada et des États-Unis.

Toutes les séances du Congrès eurent lieu au "National Museum". Les séances commencèrent le mardi 8 septembre et se terminèrent dans l'après midi du jeudi 10 septembre. Les réunions exécutives de la Commission se tinrent au "Board Room" du "Government Auditorium."

Il y eut une série de fêtes: Un bal et une réception dans la soirée du 8 septembre à l'hôtel "Mayflower"; une garden-party dans l'après midi du 9 septembre à la propriété "Dumbarton Oaks"; le Secrétaire d'État et Madame Hulls'y trouvaient; un dîner dans la soirée du 9 septembre au "Congressional Country Club" offert par Monsieur le Directeur, O. C. Merrill, en l'honneur des membres du Comité Exécutif International de la Conférence Mondiale de l'Énergie et de la Commission Internationale des Grands Barrages; un banquet dans la soirée du 10 septembre au "Hall of Transportation", banquet auquel son Excellence Harold L. Ickes, Secrétaire de l'Intérieur, présida; un déjeuner vendredi à midi à l'hôtel "Mayflower" offert aux membres du Comité National Américain par les délégués et membres venus de l'étranger; et un voyage en bateau à vapeur sur la rivière "Potomac" à Mount Vernon dans l'après midi de vendredi.

Il devait y avoir une réception et une garden-party au Palais de la Maison Blanche, mais on abandonna ce projet à cause de la mort du Secrétaire de la Guerre. À la place, vendredi matin, le Président des États-Unis reçut les délégués officiels aux bureaux exécutifs du Palais de la Maison Blanche.

En plus de ces fêtes, préalablement arrangées par le Comité Américain, les délégués et membres venus de l'étranger furent reçus à leurs propres ambassades et fêtés à des garden-parties, thés, déjeuners et dîners.

Le dimanche, 6 septembre, avant l'ouverture du Congrès, la Philadelphia Electric Company et ses subsidiaires, la Susquehanna Power Company et la Safe Harbor Water Power Corporation, invita les visiteurs à inspecter les chantiers du Safe Harbor et leur offrit un déjeuner et un dîner.

Membres et Rapports

La plupart de ceux qui se trouvaient aux sessions à Washington faisaient partie du Congrès et de la Conférence, donc il ne sera pas possible de dresser une liste distincte pour chaque groupe, même s'il n'était pas probable qu'un grand nombre de ces messieurs assistèrent aux séances du Congrès comme à celles de la Conférence. Entre 90 et 115 environ assistèrent à chaque séance du Congrès, avec un total de 520 pour les 5 séances. En plus de ceux qui présentèrent des rapports généraux, 55 personnes prirent une part active dans les discussions des séances.

Il y eut 94 rapports et "communications" qui furent envoyés au Congrès mais il n'y en eut que 89 qui parvinrent à temps pour être publiés sous forme de brochures. Tous les rapports furent reçus trop tard pour qu'on en eut pu publier des résumés généraux, dits "rapports généraux", en une langue autre qu'en anglais; mais chaque rapport général se trouve au Compte-Rendu en anglais, en français, en allemand et en espagnol.

Langues

La Conférence Mondiale de l'Énergie et la Commission Internationale des Grands Barrages n'a pas de langues officielles. Toutefois, pour des raisons pratiques, on se sert de l'anglais, du français, ou de l'allemand dans les rapports et les comptes-rendus. Mais comme les pays de l'Amérique Latine devaient prendre une part très active aux sessions à Washington, le Comité National Américain, malgré la tâche que ce travail imposerait, se décida à ajouter l'espagnol aux langues déjà en usage.

On publia les programmes, bulletins, lettres circulaires, etc. en quatre langues. Une grande partie de la correspondance fut faite dans une langue autre que l'anglais. On publia les résumés de tous les rapports dans les quatre langues. Les discours et discussions sont présentées en la langue de l'orateur, et un résumé en est publié dans le Compte-Rendu en quatre langues.

Transmission des Discussions et de leur Traductions

On installa au "National Museum" un réseau téléphonique, à quatre circuits, avec récepteur individuel pour chacun des 500 fauteuils. L'auditeur, se servant d'un commutateur spécial, pouvait à son choix écouter soit l'orateur soit l'un des interprètes.

Dans la salle d'assemblée du "Government Auditorium" et celle du "Constitution Hall", on avait installé un système de hauts-parleurs; et on émit les discours de la séance d'ouverture et de la séance spéciale par longues et courtes ondes.

Des appareils phonographiques reliés aux microphones—système "télédi-phone"—enregistrèrent mécaniquement et en double sur cylindres de paraffine tous les discours des réunions publiques et des fonctions, et les discussions des séances du Congrès et de la Conférence.

Expositions

Il y eut à l'hôtel "Mayflower" et au "National Museum" des expositions de graphiques, de photographies, et de modèles de chantiers, usines et matériaux. Ces expositions avaient été organisées par les bureaux de gouvernement des États-Unis, et par diverses organisations industrielles. Plusieurs agences du gouvernement des États-Unis ainsi que plusieurs compagnies locales d'utilité publique s'étaient arrangées pour présenter dans leurs propres établissements une exposition de leurs travaux.

Sphère d'Activité à New York

Un comité spécial avait été organisé à New York pour accueillir les visiteurs venus de l'étranger, pour faciliter les formalités de leur débarquement, pour les aider dans leur visite de la ville, et pour leur y rendre le séjour aussi agréable que possible. C'est aussi cette ville qui marqua le point de départ des tournées d'études avant et après la Conférence.

Le 14 septembre il fut offert au nom de Consolidated Edison Company de New York un banquet à l'Hôtel Astor, aux délégués qui étaient venus de l'étranger pour la Troisième Conférence Mondiale de l'Énergie et pour le Deuxième Congrès des Grands Barrages.

Tournées

Une série de quatre tournées d'études techniques, chacune d'une durée de 6 à 10 jours, ayant comme but une visite des centres industriels de la partie nord-est des États-Unis, fut organisée par le Comité National Américain pour permettre aux étrangers de visiter les installations et d'y observer les procédés dans les domaines des combustibles, de l'emploi de la vapeur, des entreprises d'utilité publique, de l'exploitation des forces hydrauliques et du transport. Certaines de ces tournées eurent lieu avant la Conférence et d'autres après la clôture. La tournée No. II qui prit lieu après la Conférence s'étendit jusqu'au Canada. Après la Conférence il y eut aussi une tournée transcontinentale. On quitta New York le 14 septembre et l'on se rendit directement à Montréal et de là à Ottawa; puis l'on rentra aux États-Unis où l'on visita les chutes du Niagara, avant d'entreprendre le voyage

pour l'État de Washington et le sud de l'État de Californie. En revenant vers New York, chemin faisant, on s'arrêta au Boulder Dam, au Grand Canyon, et dans la Vallée du Tennessee. Le trajet comprit plus de 14.000 km qui furent parcourus en train et automobile.

La tournée No. II, et la tournée transcontinentale, organisées tout spécialement dans l'intérêt des membres du Congrès, permirent aux voyageurs de visiter plusieurs des plus importants barrages déjà achevés en Amérique du Nord, et aussi d'observer la construction en cours des plus grands barrages que l'on ait jamais entrepris dans le monde entier.

Il y eut 254 personnes qui firent partie de ces tournées d'études, dont 81 avait fait la tournée No. II; et 241 personnes, la tournée transcontinentale.

Discussions "en Table Ronde"

Puisque le programme de la Troisième Conférence Mondiale de l'Énergie ne comprenait que peu de choses techniques, le Comité National Américain organisa une série de discussions spéciales "en table ronde" comme partie intégrale des tournées d'études, et environ deux mois avant la Conférence il distribua aux comités nationaux les divers sujets pour ces discussions. On trouvera dans ce volume un abrégement des discussions qui firent partie de Tournée II, "Groupe A—Barrages".

Réception au Canada

Le Comité National Canadien pria les membres de la Conférence et du Congrès qui faisaient les tournées d'études de vouloir bien participer à un programme qui avait été préalablement arrangé en l'honneur des visiteurs au Canada. Ce programme comprit la visite des grands aménagements hydro-électriques, un diner offert par le Gouvernement du Dominion, une réception et diner par le Gouvernement provincial de Quebec, et un déjeuner aux chutes de Niagara au Canada offert par la Commission Hydro-Électrique de l'Ontario.

EINLEITUNG

Einladung

Durch einstimmigen Beschluss vom 26. August 1935 ermächtigte und ersuchte der Kongress der Vereinigten Staaten den Präsidenten, die Weltkraftkonferenz zur Abhaltung ihrer dritten Voll-Tagung im Jahre 1936, in den Vereinigten Staaten, einzuladen. Da die Internationale Talsperren-Kommission ihre "Kongresse" gleichzeitig mit einer Tagung der Weltkraftkonferenz abhält, enthielten die an alle Länder gesandten Schreiben eine Einladung zur Teilnahme an dem Zweiten Talsperren-Kongress und der Dritten Weltkraftkonferenz, sowie zur Entsendung offizieller Delegationen; der amerikanische Botschafter in Paris wurde beauftragt, den Vorsitzenden der Internationalen Talsperren-Kommission über die Aussendung dieser Einladungen zu benachrichtigen. Mitgliedschaft bei dem Kongress oder der Konferenz berechnete zu allen Privilegien beider Tagungen; das Amerikanische Komitee empfahl sogar, dass die verschiedenen Länder ihre offiziellen Vertreter als Delegierte für beide Tagungen entsenden.

Ein einziges offizielles Programm enthielt die Themen und die Anweisungen für die Unterbreitung von Berichten für den Kongress und die Konferenz. Eine allgemeine Broschüre enthielt Sitzungspläne und Angaben über Eintragung, Hotels, Ausflüge, Fahrten und Ausstellungen. Eine Reisebroschüre gab kurze Beschreibungen der während der Technischen Studienfahrten zu besuchenden Städte und Gebiete, sowie Angaben über die zur Besichtigung vorgesehenen

Anlagen von besonderem Interesse. Die auf die Konferenz und den Kongress in gleicher Weise anwendbaren und an alle Länder der Welt verteilten Programme und Broschüren in Englisch, Französisch, Deutsch und Spanisch, ergänzten die auf diplomatischem Wege ergangenen Einladungen.

Bis zum Zweiten Kongress, in Washington, hatte scheinbar kein südamerikanisches Land an den Arbeiten der Talsperren-Kommission oder an deren Tagungen teilgenommen. Das Amerikanische Komitee hat sich daher besonders bemüht, in diesen Ländern Interesse zu wecken für die Tätigkeit der Kommission und die Teilnahme von Vertretern, sowie die Unterbreitung von Berichten für den Kongress in Washington sicherzustellen. Zwei besondere Vertreter wurden nach diesen Ländern entsandt, Dr. Roscoe R. Hill nach Südamerika und Mr. Charles K. Ludewig nach Mexiko, Mittelamerika und den karibischen Ländern, um das nötige Interesse für den Kongress und die Konferenz zu erwecken und entsprechende Aufklärung zu geben. Die Tatsache, dass 14 dieser Länder an dem Zweiten Kongress teilnahmen, lässt auf einen Erfolg der genannten Bemühungen schliessen. Wie im Falle der Konferenz, taten sich die südamerikanischen Länder und Kanada mit den Vereinigten Staaten als gemeinsame Gastgeber für die Delegierten und Mitglieder aller übrigen Länder der Welt zusammen.

Sitzungen und gesellschaftliche Veranstaltungen in Washington

Die Versammlungen, Sitzungen und gesellschaftlichen Veranstaltungen des Kongresses und der Konferenz von Montag, den 7. bis Samstag, den 12. September, wurden gleichzeitig in Washington abgehalten. Die gemeinsame Eröffnungssitzung fand am Abend des 7. September in Constitution Hall statt, und die Schlussitzung im Government Auditorium am Nachmittag des 12. September. Eine dritte gemeinsame Sitzung, wobei Präsident Roosevelt und ein Vertreter Südamerikas, Kanadas und der Vereinigten Staaten Ansprachen hielten, wurde Freitag Nachmittag, den 11. September, in Constitution Hall abgehalten.

Alle Sitzungen des Kongresses wurden in dem Auditorium des National-Museums abgehalten. Die Sitzungen begannen Dienstag Morgen, den 8. September, und fanden ihren Abschluss Donnerstag Nachmittag, den 10. September. Hauptsitzungen der Kommission wurden in dem Konferenzzimmer des Government Auditorium abgehalten.

Die gesellschaftlichen Veranstaltungen umfassten einen Ball am Abend des 8. September im Mayflower Hotel; eine Einladung am Nachmittag des 9. September nach den herrlichen Privatgärten "Dumbarton Oaks", wo auch Aussenminister Hull und Gemahlin zugegen waren; ein Essen im Congressional Country Club, das Direktor O. C. Merrill zu Ehren des Internationalen Hauptausschusses der Weltkraftkonferenz und der Internationalen Talsperren-Kommission gab; ein Festessen in der Verkehrshalle am Abend des 10. September, unter dem Vorsitz von Innenminister Harold L. Ickes; ein Mittagessen im Mayflower Hotel, am Freitag, von den auswärtigen Delegierten und Mitgliedern zu Ehren der Mitglieder des Amerikanischen Nationalen Komitees; ferner eine Botfahrt am Freitag Nachmittag, den Potomac hinunter nach Mount Vernon. Mit Rücksicht auf den Tod des Kriegsministers mussten ein im Weissen Haus vorgesehener Empfang und eine Gartengesellschaft ausfallen. Statt dessen empfing der Präsident die offiziellen Delegierten in seinen Amts-Räumen am Freitag Morgen.

Ausser den obigen, durch das amerikanische Organisations-Komitee arrangierten Veranstaltungen, wurden den Delegierten und Mitgliedern noch zahlreiche Gartengesellschaften, Tees, Mittag- und Abendessen durch ihre nationalen Botschaften und Gesandtschaften gegeben.

Am Sonntag, den 6. September, unmittelbar von der Eröffnung der Konferenz, hatten die Philadelphia Electric Company und ihre Tochtergesellschaften, die Susquehanna Power Company und die Safe Harbor Water Power Corporation die an einer Besichtigungsfahrt nach der Safe Harbor Anlage teilnehmenden Delegierten als ihre Gäste zu einem Mittag- und Abendessen eingeladen.

Teilnahme und Beriche

Da die Mehrzahl der Sitzungsteilnehmer in Washington für den Kongress und die Konferenz beglaubigt waren, ist es unmöglich, sie in zwei verschiedene Gruppen aufzuteilen, selbst wenn es nicht wahrscheinlich wäre, dass viele den Kongress- und Konferenzsitzungen beiwohnten. Die festgestellte Teilnahme an den Kongress-Sitzungen lag zwischen 90 und 115, mit einer gesamt Teilnehmerzahl von 520 für die 5 Sitzungen. Ausser den Generalberichterstattern nahmen 55 Redner an den Diskussionen teil.

Von den 94 für den Kongress unterbreiteten Einzelberichten und "Mitteilungen" gingen 89 rechtzeitig ein, um vor Eröffnung des Kongresses in Broschürenform gedruckt zu werden. Wegen der späten Einsendung einiger Berichte war es nicht möglich, die Generalberichte in anderen Sprachen ausser Englisch vorzubereiten und zu drucken. Die Generalberichte erscheinen jedoch in den Sitzungsberichten in vier Sprachen, und zwar Englisch, Französisch, Deutsch und Spanisch.

Sprachen

Weder die Weltkraftkonferenz noch die Internationale Talsperren-Kommission haben eine offizielle Sprache; aus Bequemlichkeitsgründen wurde jedoch im allgemeinen bei deren Sitzungen oder bei unterbreiteten Berichten entweder Englisch, Französisch oder Deutsch angewandt. Angesichts der regen Beteiligung südamerikanischer Länder an den Sitzungen in Washington, schien es jedoch dem Amerikanischen Nationalen Komitee wünschenswert, trotz der damit verbundenen Mehrarbeit, Spanisch als vierte Sprache hinzuzufügen.

Programme, Broschüren, Rundschreiben, Auskünfte, usw., wurden in diesen vier Sprachen herausgebracht. Ein beträchtlicher Teil der Korrespondenz wurde in einigen dieser Sprachen ausser Englisch geführt. Allen Berichten sind Zusammenfassungen in vier Sprachen beigefügt. Ansprachen und Diskussionen während der verschiedenen Sitzungen sind in der Sprache des Redners wiedergegeben und dann in vier Sprachen zusammengefasst.

Interpretation und Übertragung von Ansprachen

Ein Vierdraht-Telefonsystem mit Kopfhörern war an 500 Sitzen des Auditoriums im National-Museum eingebaut. Durch Wählschalter konnten die Zuhörer die bevorzugte Interpretation einstellen oder den Redner direkt hören.

Lautsprecher-Systeme für öffentliche Ansprachen waren in Constitution Hall eingebaut, und die Ansprachen bei der Eröffnungssitzung und den Sondersitzungen wurden durch mittlere und Kurzwellensender übertragen.

Alle Ansprachen bei öffentlichen Sitzungen und Veranstaltungen, sowie alle Diskussionen während der Sitzungen des Kongresses und der Konferenz wurden mechanisch durch das Telediphon-System in Duplikat auf Wachscrollen aufgenommen.

Ausstellungen

Besondere Ausstellungen von Tabellen, Fotografien und Modellen über verschiedene Arbeitsgänge, sowie von Fabriken und Anlagen waren im Mayflower Hotel und im National-Museum durch Regierungsstellen und industrielle Organisationen aufgebaut worden. Andere Sonderausstellungen über ihre eigenen

Tätigkeitsgebiete wurden von verschiedenen Regierungsbehörden und den örtlichen Versorgungsgesellschaften in ihren eigenen Gebäuden gezeigt.

Vorkehrungen und gesellschaftliche Veranstaltungen in New York

In New York war ein besonderes Komitee eingesetzt worden, um ausländische Gäste bei ihrer Ankunft im Hafen zu empfangen, ihnen durch die Stadt zu helfen und zu ihrer Unterhaltung während ihres Aufenthaltes in New York beizutragen. New York war auch der Ausgangspunkt für alle Vor- und Nach-Konferenzfahrten.

Am abend des 14. September gab die Consolidated Edison Company im Hotel Astor ein Essen zu Ehren der ausländischen Delegierten der Dritten Weltkraftkonferenz und des Zweiten Talsperren-Kongresses.

Fahrten

Eine Reihe von "Studienfahrten", von denen jede 6 bis 10 Tage dauerte und sich auf das Industriegebiet des nordöstlichen Teiles der Vereinigten Staaten beschränkte, war durch das Amerikanische Nationale Komitee organisiert worden, um ausländischen Besuchern Gelegenheit zu geben, einen Einblick zu gewinnen in Fabrikanlagen, Brennstoffverwertung, Dampf- und öffentliche Versorgungsanlagen, Wasserkraftanlagen und Verkehrswesen. Diese Fahrten fanden vor und nach der Konferenz statt. Die Nach-Konferenz-Fahrt für hydroelektrische Anlagen erstreckte sich bis nach Kanada. Ausserdem fand nach der Konferenz eine wohlvorbereitete transkontinentale Tour von etwa dreiwöchiger Dauer statt; diese Tour begann in New York am 14. September, führte zunächst nach Montreal und Ottawa, dann bei den Niagara-Fällen zurück in die Vereinigten Staaten, von dort nach dem Staat Washington, nach Süd-Kalifornien und zurück nach New York via Boulder Dam, Grand Canyon und Tennessee Valley — eine Entfernung mit Eisenbahn und Automobil von mehr als 14 000 km.

Fahrt Nr. II und die transkontinentale Tour wurden unter besonderer Berücksichtigung der Interessen der Internationalen Talsperren-Kommission organisiert, denn diese Fahrten boten nicht nur Gelegenheit zum Besuch einiger grösserer, in Nordamerika erbauter Talsperren, sondern führten auch zu den im Bau befindlichen grössten Talsperren der Welt.

An den "Studienfahrten" nahmen 254 Personen teil, wovon 81 auf Fahrt Nr. II entfielen. Die Teilnehmerzahl für die transkontinentale Tour war 241.

"Round Table"-Diskussionen

Da sich das Programm der Dritten Weltkraftkonferenz nur beiläufig mit rein technischen Dingen befasste, sah das Amerikanische Nationale Komitee in Verbindung mit den Studienfahrten eine Reihe von "Round Table"-Diskussionen vor. Themen für diese Diskussionen wurden den verschiedenen Nationalen Komitees ungefähr zwei Monate vor Beginn der Konferenz zugesandt. Die vorliegenden Sitzungsberichte enthalten einen Auszug aus den Diskussionen von Studienfahrt Nr. II der "Gruppe A — Talsperren".

Empfang in Kanada

Die an den beiden Fahrten nach Kanada teilnehmenden Mitglieder des Kongresses und der Konferenz wurden von dem Kanadischen Komitee zur Teilnahme an dem folgenden von diesem vorgesehenen Programm eingeladen: Besuch grösserer Kraftanlagen, ein Essen durch die Dominion-Regierung, Empfang und Essen durch die Provinzial-Regierung von Quebec und ein Frühstück in Niagara Falls (Kanada) mit der Staatlichen Wasserkraft-Kommission von Ontario als Gastgeber.

INTRODUCTION

Invitación

El Congreso de los Estados Unidos de América mediante una Resolución Conjunta de agosto 26, 1935, autorizó y pidió al Señor Presidente que extendiera a la Conferencia Mundial de la Energía una invitación para celebrar su tercera reunión plenaria en los Estados Unidos de América en 1936. Como la Comisión Internacional de Grandes Presas celebra sus "congresos" conjuntamente con las reuniones de la Conferencia Mundial de la Energía, en las comunicaciones dirigidas a todos los países se les invitaba a tomar parte en las reuniones y a enviar delegados oficiales al Segundo Congreso de Grandes Presas así como a la Tercera Conferencia Mundial de la Energía, y se rogó al Embajador Norteamericano en París que informara al Presidente de la Comisión Internacional de Grandes Presas que se había hecho tal invitación. Perteneciendo al Congreso o a la Conferencia automáticamente se pertenecía a ambos y se gozaba de los mismos privilegios; así es que el Comité Norteamericano sugirió que los diferentes países designaran sus representantes oficiales como delegados para las dos reuniones.

Un solo programa oficial contenía los temas y las instrucciones para la presentación de memorias e informes al Congreso y a la Conferencia. Un Boletín General contenía el programa de las sesiones y la información sobre la inscripción, los hoteles, las excursiones, los viajes y las exposiciones. Un Boletín de Viajes suministraba una breve descripción de las ciudades y las regiones que habían de visitarse en los Viajes de Estudios Técnicos, e información sobre las materias de interés que habían de estudiarse. Los programas y los boletines, igualmente aplicables a la Conferencia y al Congreso, publicados en inglés, francés, alemán y español, y distribuidos a todos los países del mundo, suplementaron las invitaciones que se habían enviado por los cauces diplomáticos.

Hasta la celebración del Segundo Congreso en Washington, ningún país hispanoamericano parecía haber tomado parte en las actividades de la Comisión de Grandes Presas, o asistido a sus reuniones. El Comité Norteamericano, por lo tanto, hizo esfuerzos especiales para despertar interés en esos países sobre el trabajo de la Comisión y para conseguir que asistieran y presentaran memorias al Congreso de Washington. Se enviaron dos representantes especiales a estos países, el Dr. Roscoe R. Hill fué a la América del Sur, y el Sr. Charles K. Ludewig fué a Méjico, la América Central y los países del Caribe, con el fin de crear interés sobre el Congreso y la Conferencia y para suministrar información. El hecho de que 14 de estos países participaran en el Segundo Congreso indica el éxito de los esfuerzos que se hicieron. Como en el caso de la Conferencia, los países hispanoamericanos y el Canadá se asociaron a los Estados Unidos en calidad de anfitriones de los delegados y miembros del resto del mundo.

Sesiones y Funciones en Washington

Las reuniones, sesiones y funciones del Congreso y de la Conferencia se celebraron conjuntamente en Washington, desde el lunes, 7 de septiembre, hasta el sábado, 12 de septiembre. La sesión plenaria de apertura se celebró el 7 de septiembre por la noche en el "Constitution Hall"; y la sesión de clausura, en el "Government Auditorium" el 12 de septiembre por la tarde. También se celebró otra sesión plena en la cual pronunciaron discursos el Presidente Roosevelt y representantes de Hispano América, del Canadá y de los Estados Unidos, el viernes 11 de septiembre por la tarde, en el "Constitution Hall".

Todas las sesiones del Congreso se celebraron en el salón de actos del Museo Nacional. Las sesiones empezaron el martes, 8 de septiembre, por la mañana, y

terminaron el jueves, 10 de septiembre, por la tarde. Las reuniones del comité ejecutivo se celebraron en el salón del consejo directivo del "Government Auditorium".

Las funciones sociales incluyeron una recepción y un baile en el Hotel Mayflower, el 8 de septiembre por la noche; una "garden party" en "Dumbarton Oaks" el 9 de septiembre por la tarde, a la cual asistieron el Secretario de Estado y su señora esposa; un banquete en el "Congressional Country Club", el 9 de septiembre por la noche, ofrecido por el Director, Mr. O. C. Merrill, en honor del Consejo Ejecutivo Internacional de la Conferencia Mundial de la Energía y de la Comisión Internacional de Grandes Presas; un banquete en el "Hall of Transportation" el 10 de septiembre por la noche, que fué presidido por el Hon. Harold L. Ickes, Secretario del Interior; un almuerzo en el Hotel Mayflower, el viernes al mediodía, ofrecido por los delegados y miembros extranjeros en honor de los miembros del Comité Nacional Norteamericano; y una excursión en barco, por el río Potomac, a Mount Vernon, el viernes por la tarde. A causa de la defunción del Secretario de la Guerra, se suspendió una recepción y "garden party" que iba a celebrarse en la Casa Blanca. En su lugar, el Presidente recibió en su despacho a los delegados oficiales el viernes por la mañana.

Además de las mencionadas funciones preparadas por el Comité organizador, los delegados y los miembros fueron invitados a numerosos almuerzos, comidas, "garden parties" y téis ofrecidos en su honor por sus embajadas y legaciones.

Asistencia y Trabajos

Debido a que la mayoría de los que asistieron a las reuniones celebradas en Wáshington estaban acreditados al Congreso y a la Conferencia no es posible segregarlos en dos grupos diferentes, aun cuando no fuera probable que muchas personas asistieran a las sesiones del Congreso y a las de la Conferencia. La asistencia a cada una de las sesiones del Congreso varía entre 90 y 115, con un total de 520 para las 5 sesiones. En las discusiones tomaron parte 55 oradores, además de los ponentes generales.

El domingo, 6 de septiembre, antes de la apertura de la Conferencia, la "Philadelphia Electric Company" y sus subsidiarias, la "Susquehanna Power Company" y la "Safe Harbor Water Power Corporation", invitaron a los delegados extranjeros a visitar la central de Safe Harbor y ofrecieron un almuerzo y una comida en su honor.

De las 94 memorias y "comunicaciones" presentadas al Congreso, 89 fueron recibidas a tiempo para ser publicadas en forma de folleto antes de comenzar las sesiones del Congreso. A causa de que algunas memorias se recibieron tarde no fué posible preparar y publicar las ponencias generales más que en inglés. Sin embargo, las ponencias generales aparecen en las "Actas y Memorias" en los cuatro idiomas, inglés, francés, alemán y español.

Idiomas

Ni la Conferencia Mundial de la Energía ni la Comisión Internacional de Grandes Presas tienen idioma oficial; pero por conveniencia tanto en las sesiones como en los trabajos presentados se ha empleado generalmente el inglés, el francés o el alemán. En vista, sin embargo, de la gran participación de las naciones hispano-americanas en las sesiones de Wáshington, el Comité Nacional Norteamericano creyó deseable, a pesar de la carga adicional que eso implicaría, añadir el español a los idiomas ya empleados.

Los programas, boletines, cartas circulares, instrucciones, etc., fueron publicados en los cuatro idiomas. Una parte considerable de la correspondencia se mantuvo en francés, alemán o español. Todas las memorias contienen resúmenes en los cuatro idiomas. Los discursos y discusiones de las diferentes sesiones se publican en el idioma del orador, y se resumen también en los cuatro idiomas.

Interpretación y Transmisión de los Discursos

En el salón de actos del Museo Nacional se instaló un sistema telefónico de cuatro circuitos con receptores individuales en cada uno de los 500 asientos; y por medio de conmutadores selectivos, toda persona podía elegir la interpretación en el idioma que deseaba, o podía escuchar directamente al orador.

En el "Government Auditorium" y en el "Constitution Hall" se instalaron amplificadores, y los discursos de la sesión de apertura y de la sesión especial se transmitieron tanto por onda ordinaria como por onda corta.

Todos los discursos pronunciados en los actos públicos y todas las discusiones de las sesiones del Congreso y de la Conferencia se tomaron mecánicamente por duplicado en cilindros de cera por el sistema "teledifono".

Exposiciones

Las oficinas gubernativas y las organizaciones industriales presentaron en el Hotel Mayflower y en el Museo Nacional exposiciones especiales con diagramas, fotografías y modelos de las actividades, las centrales y el material. Varios organismos del Gobierno y las compañías de servicios públicos locales también organizaron en sus propios edificios exposiciones de sus trabajos.

Actividades en Nueva York

En la ciudad de Nueva York se organizó un comité especial para recibir a las personas extranjeras cuando llegaran al puerto, y a fin de ayudarlas y agasajarlas mientras estuvieran en la ciudad. Nueva York también fué el punto de partida de todos los viajes organizados antes y después de la Conferencia.

El 14 de septiembre por la noche la "Consolidated Edison Company" de Nueva York ofreció una cena en el Hotel Astor en honor de los delegados de la Conferencia Mundial de la Energía y de la Comisión Internacional de Grandes Presas.

Viajes

El Comité Nacional Norteamericano organizó una serie de cuatro "viajes de estudio" de una duración de 6 a 10 días cada uno, y limitados a las regiones industriales del noroeste de los Estados Unidos, a fin de proporcionar a los visitantes extranjeros la oportunidad de inspeccionar centrales y procesos en el campo de los combustibles, el vapor y las empresas de servicios públicos, del aprovechamiento de fuerza hidráulica, y de los transportes. Estos viajes se celebraron antes y después de la Conferencia. El viaje que se hizo después de la Conferencia a las centrales hidroeléctricas se extendió hasta el Canadá. También se organizó un viaje transcontinental después de la Conferencia que duró unas tres semanas; se salió de Nueva York el 14 de septiembre, se fué primero a Montreal y Ottawa, se volvió a los Estados Unidos por Niagara Falls, después se fué al Estado de Washington, a California, y se regresó a Nueva York pasando por la Presa Boulder, el Gran Cañón, y el Valle del Tennessee, una distancia por ferrocarril y automóvil de más de 14.000 km.

El viaje No. II y el viaje transcontinental fueron organizados teniendo especialmente en cuenta los intereses de la Comisión Internacional de Grandes Presas,

pues estos viajes dieron ocasión para observar no sólo algunas de las principales presas que existen en Norte América, sino también se vieron en vía de construcción las presas más grandes que jamás se han emprendido en el mundo.

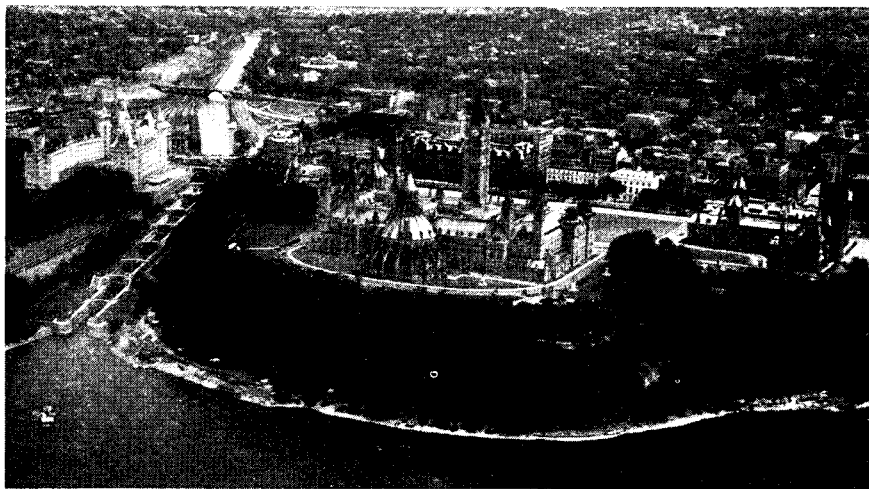
Doscientas cincuenta y cuatro personas tomaron parte en los "viajes de estudio," de las cuales 81 fueron en el viaje No. II. En el viaje transcontinental hubo 241 personas.

Discusiones de "mesa redonda"

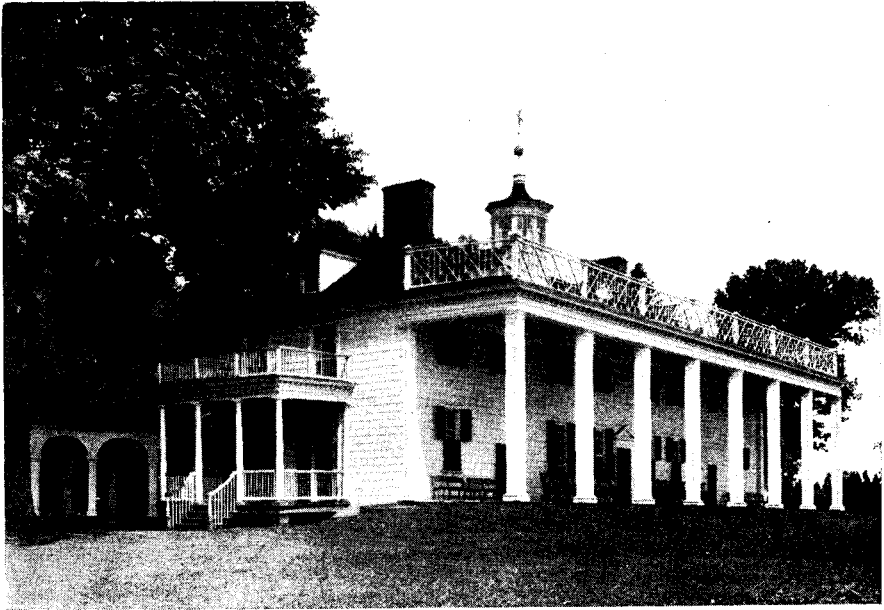
Como el programa de la Tercera Conferencia Mundial de la Energía trataba sólo incidentalmente las materias técnicas, el Comité Nacional Norteamericano organizó una serie de discusiones de "mesa redonda" en conexión con los viajes de estudio. Los tópicos de discusión fueron suministrados a los diferentes comités nacionales unos dos meses antes de celebrarse la Conferencia. En estas Actas y Memorias aparecen las discusiones condensadas sobre el "Grupo A — Presas" del viaje No. II.

Recepción en el Canada

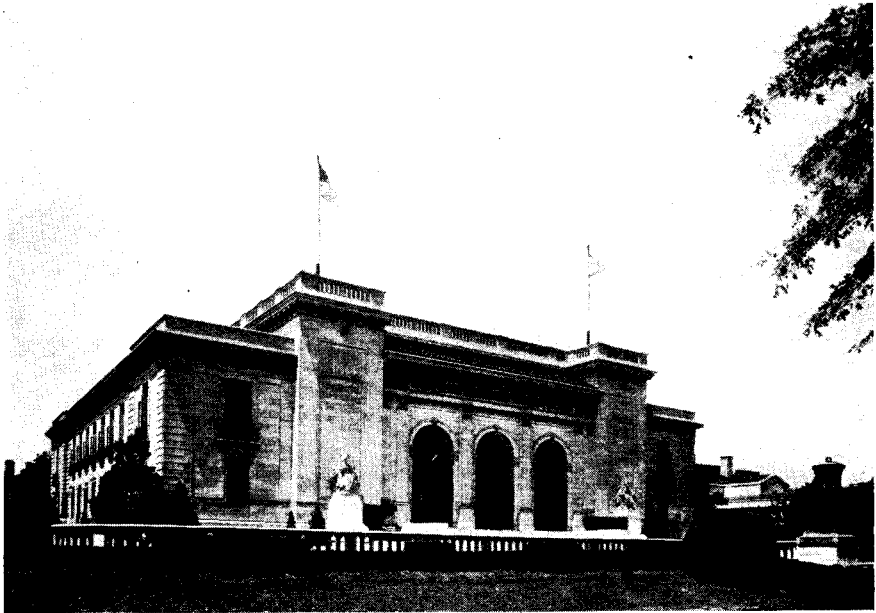
Los miembros del Congreso y de la Conferencia que tomaron parte en los dos viajes que se extendieron hasta el Canadá fueron invitados por el Comité Canadiense a participar en el programa organizado por ese Comité, el cual incluyó visitas a los principales aprovechamientos de fuerza hidráulica, un banquete del Gobierno del Dominio del Canadá, una recepción y un banquete del Gobierno de la Provincia de Quebec y un almuerzo en Niagara Falls, Canadá, ofrecido por la Comisión de Fuerza Hidroeléctrica de Ontario.



Parliament Buildings, Ottawa, Canada. — Les édifices du Parlement, Ottawa, Canada. — Parlamentsgebäude, Ottawa, Kanada. — Los edificios del Parlamento, Ottawa, Canadá.



Mount Vernon.



Pan American Union Building. — L'édifice de l'Union Pan-Américaine. — Pan American Union-Gebäude. — El edificio de la Unión Panamericana.

Organization

Committees and Staff

THE organization and operation of the Conference and the Congress were entrusted to an Executive Committee of 19 members and a Director, designated by the President of the United States. The Executive Committee determined the policy to be followed and the activities to be undertaken. The Director carried out the policies and managed the activities through a staff varying from 10 to 80. A subcommittee on finance arranged for contributions from industry; another on exhibits took exclusive charge of the exhibits at the Conference; and two others on entertainment took the responsibility for organizing all social functions and excursions in Washington and vicinity. Four other subcommittees gathered data and advised the Executive Committee on hotels and conference rooms, on programs and publications, on publicity, and on tours. A special New York committee acting under the general direction of the Executive Committee arranged for the reception at that port of visitors from abroad, provided delegations to meet the incoming steamers at Quarantine, organized sightseeing tours in the city, and assisted the visitors in arranging transportation out of New York.

The details of the organization of the "study tours" were placed in the hands of a director located in New York and assisted by a co-ordinating committee composed of representatives of the major American technical societies and industrial associations interested in the technical problems with which the tours dealt. In addition, local committees were organized in the 23 cities visited on the tours.

The general arrangements for the transcontinental tour were made through the office of the Director of the Conference. All detailed arrangements for this tour and for the organization of local committees along its route were handled by members of the staff of the Consolidated Edison Co. of New York, Inc., with the assistance of American Express Co.

The activities of the several groups were correlated through periodic staff meetings in Washington.

Official Travel Agency

The Executive Committee designated American Express Co. as official travel agents for the Conference and Congress. Arrangements were made whereby this company offered to sell in each country, in the currency of the country, all-expense tickets including travel to and from the United States, travel in the United States, and hotel and other expenses in Washington or on the tours. American Express Co. also handled all details of tickets, train and hotel reservations, baggage transfers, etc., in connection with all travel.

Headquarters

Interpreters, stenographers, and telephone operators speaking the several languages of the Conference were provided at the Conference and Congress headquarters in the Mayflower Hotel. There was also a branch post office, through which letter mail and invitations were distributed; service for the distribution of Conference and Congress material and for the sale of preprints; an office of general information; and a press room, through which information was given to the daily and periodical press.



Hotel Mayflower, Headquarters. — Hotel Mayflower, Bureau Central. — Mayflower-Hotel: Hauptquartier. — Hotel Mayflower, Oficinas del Comité.

Official Meetings and Functions

Opening Meeting

THE technical sessions of the Congress began on Tuesday morning, September 8. The official opening of the Third World Power Conference and of the Second Congress on Large Dams took place in a joint meeting in Constitution Hall on the evening of September 7. The meeting was opened by Dr. Julius Dorpmüller, Germany, President of the World Power Conference, assisted by M. Gustave Mercier, France, Chairman of the International Commission on Large Dams. After remarks by Dr. Dorpmüller and M. Mercier,¹ the Conference and the Congress were formally declared open. Dr. William Durand, United States, Chairman of the Third World Power Conference, then took the chair and welcomed the guests in brief remarks in English, French, German, and Spanish.

The Honorable Cordell Hull, Secretary of State, extended a welcome in the name of the Government of the United States, and was followed by Dr. Charles Camsell, Canada, Señor José Colomo, Mexico, and Professor Rodolfo E. Ballester, Argentina, each of whom as representative of a great section of the western world acting in the role of joint host with the United States seconded the address of Secretary Hull, thus extending to the delegates and members from abroad an all-American welcome.

Responses to the addresses of welcome were given on behalf of Germany by Direktor Karl Krecke; of Poland, by Ing. Czeslaw Mikulski; of Belgium, by Mr. L. van Wetter; of Denmark, by Dr. H. H. Blache; of Lithuania, by Ing. Jurgis Ciurlys; and of Italy, by Professor Giancarlo Vallauri.

Reception and Ball

On the evening of Tuesday, September 8, the American National Committee gave a reception and ball at the Mayflower Hotel to delegates and members, their ladies, and other invited guests. Arrangements were in charge of the Women's Entertainment Committee. The boxes in the ballroom were occupied by members of the Diplomatic Corps and other groups. Music for dancing was given by the Marine Band Orchestra; and at supper in the main dining room, by the Navy Band Orchestra.

¹Addresses made at all official meetings and functions are given in full in this volume.

Garden Party

On Wednesday afternoon a garden party was held at "Dumbarton Oaks," one of Washington's beauty spots. The Secretary of State and Mrs. Hull and Mr. and Mrs. Morris L. Cooke received. Music was furnished by the Navy Band Orchestra.

Dinner to Executive Council and Commission on Large Dams

The Director of the Conference, Mr. O. C. Merrill, was host to the members of the International Executive Council of the World Power Conference and of the International Commission on Large Dams and their friends, at a dinner at the Congressional Country Club on Wednesday, September 9. About 100 guests were present. Mr. Frank R. McNinch, Chairman of the Federal Power Commission, welcomed the guests. As is the custom at this function, all speaking was informal and no record of remarks was made.

Official Banquet

The official banquet given by the American National Committee to visiting delegates, members, and ladies was held on Thursday evening, September 10, in the Hall of Transportation, which had been specially decorated for the occasion. Music was furnished by the National Capital Orchestra.

At the close of the banquet Dr. William Durand, Chairman of the Third World Power Conference, proposed a toast to "The President of the United States". This was followed by a silent toast to "The pioneers of science, who created the foundation on which rests the structure of modern power development and utilization of natural resources." While all the guests stood, Dr. Frank R. Lillie, President of the National Academy of Sciences, read the citation.

The Chairman then proposed a toast to "The Chiefs of the States represented here." Mr. Secretary Ickes spoke to the toast and replies were made by Senator Léon Perrier, France; Dr. H. J. van der Bijl, South Africa; and Señor Ezequiel Lasarte, Peru. Mr. Floyd L. Carlisle spoke to the toast, "The World Power Conference." Responses were made by Lord Falmouth, Great Britain; Ing. Rudolf Fuhrmann, Austria; and Dr. W. Borgquist, Sweden. Mr. Owen D. Young spoke to the final toast, "Our Guests," to which responses were made by Dr. Masawo Kamo, Japan; Dr. J. Büchi, Switzerland; and Professor Miguel Villa y Rivera, Cuba.

Luncheon of Visiting Delegations

On Friday, September 11, the visiting National Committees through their delegates and members gave a luncheon at the Mayflower Hotel to the American National Committee. Sir Harold Hartley who presided, assisted by M. Mercier, expressed the appreciation of the visiting delegations for the conduct of the Conference and the Congress and for the hospitality extended. Response was made by Mr. Morris L. Cooke on behalf of the guests.

Special Session

There were no individual sessions of the Conference or Congress on Friday afternoon, September 11, but in their place a joint session was held to listen to special addresses. Mr. Lewis Mumford, United States, spoke on "Power and Culture"; Dr. Arthur Surveyer, Canada, on "Power and Social Progress"; and the Honorable João dos Reis, Brazil, on "Power and the State." These speakers were followed by the President of the United States. At the close of his remarks the President touched a key the impulse from which set in motion the first generator at Boulder Dam, 2,000 miles away.

This session was attended by the delegates and members of the Conference and the Congress, their ladies, members of the Diplomatic Corps, and invited guests.

Visit to Mount Vernon

Immediately after the close of the Special Session the guests were taken for a steamboat trip on the Potomac River and a visit to Mount Vernon, the former home of George Washington, the first President of the United States. Guests were conducted through the buildings and grounds of Mount Vernon and returned by steamer to Washington.

Closing Meeting

The closing meeting of the Conference and Congress was held in the Government Auditorium on the afternoon of Saturday, September 12, with Sir Harold Hartley, Chairman of the International Executive Council, presiding. Sir Harold read a letter from Mr. Secretary Ickes, Chairman of the American National Committee, expressing his thanks to the participants in the Conference and the Congress for coming to Washington, and the pleasure and benefit which every American participant had received.

Dr. Dorpmüller and Mr. Merrill then paid tribute, respectively, to Dr. Oskar Von Miller, former President of the World Power Conference, and to Mr. D. N. Dunlop, former Chairman of the International Executive Council. Dr. Dorpmüller then addressed the meeting as retiring President of the World Power Conference, and introduced the President-elect, Dr. William Durand, United States, who delivered his inaugural address.

Resolutions of thanks were read and their adoption was moved by Dr. don Eduardo Salazar, Ecuador, and seconded by Mr. G. P. Brailo, Union of Soviet Socialist Republics.

M. Mercier, Chairman of the International Commission on Large Dams was obliged to return to Paris and was not, therefore, able to participate in the closing meeting.



**The White House. — La Maison Blanche. — Das Weisse Haus. —
La Casa Blanca.**

Program

General

THE programs of the several "congresses" on Large Dams deal with a limited number of technical questions, the selection of which is made by the Commission itself at some annual executive meeting preceding the Congress. An analysis of these questions is prepared and distributed by the Central Office of the Commission well in advance of its meetings. In addition to the formal report on these questions, brief reports, known as "communications," on certain other selected subjects are admitted for publication in the "Transactions" of the Congress, but are not intended for discussion at its sessions. The First Congress in Scandinavia in 1933 dealt with gravity dams in concrete, masonry and earth. The questions discussed at the Second Congress and the advance comments of the Central Office are as follows:

Question III. Special Cement ²

This question involves a study of special cements, particularly of those suitable for the construction of large dams and of water-retaining structures. In view of the extent of the subject and of the necessity of limiting the time which the Congress can devote to its discussion, it is suggested that reports deal with the following points only:

1. A short summary of the latest available experience in the use of ordinary Portland cement, particularly with regard to unsatisfactory results arising from excessive heat of hydration, and to deterioration of the concrete caused by the action of water on the cement.

2. A detailed account of the present situation and of the experience acquired, more particularly with reference to the manufacture and use of special cements for large dams, giving data of the chemical, physical, and mechanical characteristics of these cements, including results of tests carried out by the routine methods to be recommended by the International Subcommittee on Special Cements, as well as by other appropriate tests.

3. An account of the program for future development and for research work in regard to special cements.

4. A bibliography giving short extracts of the most important recent literature published in the country submitting the report.

Question IV. Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction, and Expansion Joints

The Central Office calls attention to the fact that a distinction should be made between shrinkage joints, the action of which is limited to the construction period and to the earlier part of the operating

² "Questions" are numbered consecutively beginning with the First Congress.

period, and contraction and expansion joints which are intended to guard against movements caused by changes of temperature and of load, and the function of which extends over the entire life of the dam.

Both types of joints may be found in the same dam, in which case the first named are cemented up when the chief effect of shrinkage has taken place; or the same joints may even fulfill the double role above mentioned, in which case they generally remain open during the entire life of the structure.

In these differing circumstances and according to the type and the characteristics of the dam (gravity, arched, curved, straight, etc.), it will be advisable to study these joints with respect to:

1. Their necessity, their usefulness, and the reasons therefor.
2. Theoretical study of their uses including, in particular, spacing, specifications, and construction details.
3. Construction practices.

Question V. Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams

This question appears clear and not to require any particular comment, except that it would be interesting to treat separately the question of the upstream and downstream faces.

Question VI. Geotechnical Studies of Foundation Materials

This question involves the study of methods of geotechnical investigation for the purpose of determining the properties of foundation materials and their influence upon the design and construction of dams.

The question should be more carefully studied in cases where the dam to be built is an earth dam.

Measures to be taken to assure bonding between the body of the dam and its foundation, as well as methods of preparation of the foundation and of prevention of percolation, may be treated separately in the reports.

Question VII. Calculation of the Stability of Earth Dams

The most important question is to determine the basis of the calculations, that is, to determine the methods of calculation and to select the essential properties of the material used, the numerical values of which will constitute the data of the calculation.

In this manner when the engineer is confronted with a given soil he can by means of certain simple measurements and by the processes of calculation determine the dimensions which he should give to the work in order that its stability may be assured. He can also proceed in the inverse order by beginning with the type of dam, the dimensions and characteristics of which have been fixed in advance, and then proceeding to the determination of the properties of the soil which will permit of safe construction. This second method should furnish a solution to the problem posed by Question II (a) of the First Congress on Large Dams: Viz, "Research methods for ascertaining whether a given material is suitable for use in the construction of an earth dam."

Furthermore, the attention of the National Committees is directed to the importance of: "Observations made on existing dams from the point of view of water percolating into the mass of the dam and into its foundations, with particular reference to the determination of lines of saturation and of equal pressure, as well as of the quantity of water passing through the dam."

Communications

The subjects upon which communications were invited were:

1. Experimental methods for insuring the safety of gravity dams, in particular by the study of internal pressure.
2. Study of dams built of precast concrete blocks with special reference to the avoidance of setting stresses in mass concrete.
3. Dams built by depositing blocks of stone in running water.
4. What are the best means for preventing "piping."
5. The silting of reservoirs formed by large dams; its measurement and prevention.



Programs and bulletins. — Programmes et bulletins. — Programme und Bulletins. — Programs y boletines.

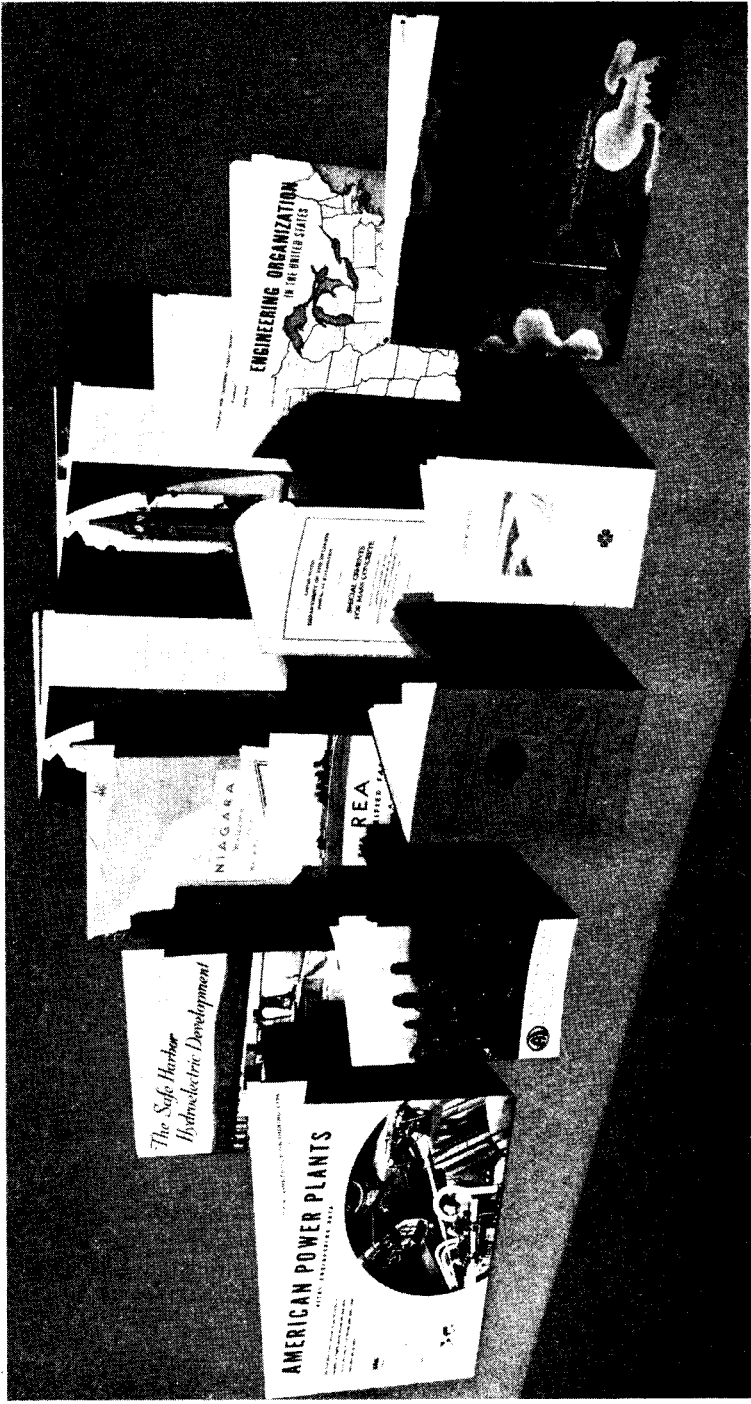
Publications

Preprints

Two types of discussion material were prepared in printed form in advance of the Congress, the individual "reports" presented by representatives of the participating countries and the "general reports" prepared by the American National Committee. The latter—one each for the 5 questions on the Congress program—were analyses of all reports submitted under a given question, with recommendations of specific subjects for discussion in the sessions, together with summaries of the individual reports analyzed. It is the practice of the International Commission on Large Dams, as it is of the World Power Conference, to print these individual and general reports in advance of a meeting, and to distribute them in pamphlet form in the participating countries sufficiently early to permit of study prior to the meetings. Since only one year was available for the organization of the Washington Conference and Congress, for the preparation and distribution of the detailed programs, and for the preparation, submission, editing and printing of the reports, it was not possible to make in full the customary distribution of "preprints." Eighty-nine, however, of the 93 reports submitted and the 5 general reports were printed and available when the Congress opened, and 48 Congress reports had been sent to National Committees for advance distribution to those proposing to attend the Conference. Only 4 reports, received in manuscript after August 15, failed of being printed prior to the Congress. No foreign distribution was attempted after August 12. The "communications" were published in editions of 500 copies and all individual and general reports, in editions of 1,000.

Transactions

At the close of the Congress copies of all individual reports which had been printed were submitted to their authors for correction. Whenever the revision requested came within reasonable bounds it was made. The discussions at the meeting, all of which had been mechanically recorded, were transcribed, edited and briefly summarized. Discussions are published in the language of the speaker; summaries, in the four languages. The use of the recording apparatus has made it possible to publish in the Transactions a far more complete record of the proceedings at the sessions than ever before. The material on dams and on hydro plants submitted to the technical "round tables" has also been edited and included in the Transactions. The addresses at public sessions are given practically in full. The same practices have been followed in the editing of the Transactions of the Third World Power Conference.



Souvenir publications. — Brochures-souvenirs. — Erinnerungsschriften. — Folletos de recuerdo.

TABLE NO. 1.—*Distribution of Congress reports and communications by countries and by subject number*

Country	Questions					Communications					Total	Total pages	
	III	IV	V	VI	VII	1	2	3	4	5			Miscellaneous
Algeria				1		1					2	4	108
Austria	3		1							1	1	6	109
Bulgaria			1									1	6
Chile		1										1	4
China											1	1	59
Czechoslovakia	1	1	1		1							4	43
Ecuador											2	2	69
France		3	1	1	2			1			1	9	226
Germany		1	1	1	1						3	7	213
Great Britain	2	2	1	1			1					7	89
International	2											2	110
Italy	1	1	1	1	1	1				1		7	129
Japan	2			1	2							5	67
Norway	2											2	20
Poland	1											1	10
Spain											2	2	17
Sweden	3	1	1	2	2							9	104
Switzerland		1	1	1	1							4	70
Union of South Africa											1	1	25
United States	1	1		1	3	1	1		1	1		10	220
U. S. S. R.	1		2	1	2	1	1					8	191
Total	19	12	11	11	15	4	3	1	1	3	13	93	1, 889

Miscellaneous

In addition to the preprints of the papers and general reports, the American National Committee prepared and distributed a considerable number of other publications. The first of these was the "Official Program," which was followed by the "General Bulletin" and the "Tours Bulletin." All three were published in four languages and distributed in all the countries invited to the Congress. For use at the Congress and the Conference itself the American National Committee published and distributed pamphlets of general information, a folder entitled "Power on Parade" describing the exhibits, a time schedule of sessions and events, and a train directory of the transcontinental tour. Numerous bulletins and pamphlets, many of them profusely illustrated, were distributed by technical organizations and industrial groups, and by local committees in the American and Canadian cities visited on the tours. A special illustrated pamphlet of the visit to Canada was issued in French and English by the Canadian Committee of the World Power Conference. "Electrical World" published a special Conference edition for distribution at the meeting.

Editing

The printing of the reports and papers for the Congress and the Conference was not a mere matter of routing manuscripts to the printing office immediately upon receipt. Extensive editorial work

was frequently required. The American National Committee had suggested the desirability, since the great majority of the audience would know English only, of using that language as far as found convenient or agreeable to do so. There was a generous response to this suggestion; but it involved a very considerable amount of editorial revision by the staff. Furthermore, for the purpose of facilitating Latin-American participation, the American National Committee introduced the use of Spanish. The results were gratifying, but, again, this placed a heavy additional burden on the staff, not only because few papers submitted were accompanied by Spanish translations of their summaries, but also because of bulletins, circulars, and other material translated into that language. The amount of translation from English into other languages required for the purposes of the Congress and the Conference was equivalent in the aggregate to approximately 2,000 printed pages.

Experience at the Washington meeting, which presumably merely duplicates what other organizing committees have found, although intensified in this case by the brief time available, suggests the desirability of more strict requirements with respect to submission of reports. It is a comparatively simple matter for an individual author to prepare his manuscript and illustrations in a form suitable for immediate submission to the printer. It is a serious matter if the organizing staff must make editorial revisions, prepare translations, and redraw illustrations for scores of manuscripts. The Washington staff included a draftsman who was kept continuously busy for more than 3 months redrawing maps and diagrams which because of scale or illegibility, or for other reasons, were unsuitable for reproduction. The majority of papers and reports submitted did not contain translations of titles or of descriptions of illustrations as was requested in the "Instructions for the Preparation and Submission of Papers." A large number were without complete translation of summaries. In the majority of cases time did not permit of returning papers to authors for revisions or even for requesting that omissions be supplied. Defects had to be remedied by the editorial staff or not at all.

Sessions

Organization

THREE auditoriums situated near each other on Constitution Avenue in the "Government Triangle" were used for the discussion sessions of the Conference and the Congress. For each session there was a chairman, an associate chairman, a general reporter, and a secretary. The latter was in immediate charge of the individual meeting. It was his duty to get in touch with all speakers prior to the session and arrange for their presence at the session, to have available a complete file of papers under discussion, to aid the chairman and see that all announcements were placed in written form in his hands, to keep a record of the discussions, and to prepare a report on the session.

TABLE NO. 2.—*Time table of sessions*

Day	Time	Auditorium	Question No.	Subject
Monday, September 7.	Evening	Constitution Hall		Opening session.
Tuesday, September 8.	Morning	National Museum	Question IV.	Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction, and Expansion Joints.
	Afternoon	do	Question V.	Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams.
Wednesday, September 9.	Morning	do	Question III.	Special Cements.
Thursday, September 10.	Morning	do	Question VI.	Geotechnical Studies of Foundation Material.
	Afternoon	do	Question VII.	Calculation of the Stability of Earth Dams.
Friday, September 11.	Afternoon	Constitution Hall		Special session.
Saturday, September 12.	Afternoon	Government		Closing session.

The names of chairmen, associate chairmen, general reporters and secretaries are given on page 99 of this volume.

The management of the sessions of both the Conference and the Congress was in the hands of Dr. Sumner B. Ely and Dr. A. C. Jewett, of the Carnegie Institute of Technology, Pittsburgh, both of whom had had long experience in connection with the International Bituminous Coal Conferences held from time to time in that city.

Procedure

Sessions began at 10 a. m., or at 2 p. m. and lasted 2 hours on the average. Each session was opened by the chairman. After a few remarks he introduced the vice chairman, who spoke briefly. The general reporter next read a summary of his report and called attention to the special topics suggested for discussion. The chairman then called upon the several speakers in the order listed. Either concurrently with the speaker, or immediately after he had finished, a summary of his remarks was translated into the other three languages and communicated to the audience over the telephonic transmission system. An average of about 10 minutes was used for a speaker, his introduction and interpretation. Fifty-five speakers, in addition to the chairmen, associate chairmen, and general reporters, took part in the five Congress sessions. The total attendance at these sessions was 520.

Applications for discussion privileges were distributed in advance of the Congress; but in order to give further opportunity to apply for discussion time, a secretary was kept continually on duty at the headquarters in the Mayflower Hotel, and before and after the sessions one of the session managers was likewise available at headquarters.

A system of light signals on the speaker's desk, operated from the secretary's desk, indicated when to begin speaking and when time had expired, and gave preliminary warning. The special installations in the three auditoriums were under the supervision of Capt. William H. Bayer, Signal Corps, United States Army.

Interpretation

One of the problems to be met in all international conferences is the provision of means whereby the audience may know what a speaker says when he talks in a language which they do not understand. The problem increases in complexity with the number of languages used. Where speech transmission equipment is available, interpretation methods depend upon whether or not the speakers' remarks, and translations of them either in whole or in summary into all the languages employed, are available in advance to the interpreters. If translations are available, the remarks as a whole or the summaries may be read over the speech transmission system concurrently with the remarks of the speaker. This is by far the most satisfactory method. If the interpreters do not have copies of remarks but must themselves depend upon a speech-transmission system to know what the speaker is saying, two methods of interpreting to the audience are available: Notes made of the speakers remarks are transmitted to the audience after the speaker has finished; or interpretation and transmission go on concurrently with the remarks of the speaker. The latter method is extremely difficult even with the most experienced interpreters, and may be impracticable when interpretation involves two languages with markedly different sentence construction.

At the Washington sessions the method of concurrent interpretation was used when remarks were available in advance. Otherwise, the method of concurrent summarization, or of summarization following the remarks and based on notes taken during the remarks, was used, depending upon the skill and experience of the interpreter. The technical character of the subjects dealt with in the program of the Congress made the work of interpretation still more difficult. The problem would be simplified for future conferences, the character of the interpretation would be improved, the value of the discussions would be enhanced, and the labor of editing would be reduced, if speakers were required to submit their proposed remarks in writing sufficiently in advance to permit of translation. Such a requirement need not prevent extemporaneous interpolations, or comments upon remarks of previous speakers.

Speech Transmission

The Filene-Finlay system of speech transmission was used at the Washington meetings. This consisted of four series of telephone circuits, one for each of the four languages, connecting the interpreters' booths with the individual seats in the auditorium. Separate circuits connected the interpreters' booths with the microphones on the speaker's desk. Headpieces at each individual seat were attached to the four circuits through selector switches. By this means the listener could choose the language which he preferred to hear. Other microphones carried the speaker's remarks to the amplifying systems in the auditoriums, so that all remarks could be heard directly throughout the auditorium.

One thousand seats were wired and fitted with headpieces in the Government auditorium, and 500 seats in the Commerce auditorium and in the National Museum auditorium.

Recording of Discussions

A method similar to that used at the First Congress on Large Dams was used for recording discussions. Microphones on the speakers' desks were connected to two "telediphone" recording instruments located in a room adjacent to the auditorium, and duplicate records were made on wax rolls. By this means all remarks at the sessions of the Congress and at public meetings were recorded. After the close of the Conference, the rolls were placed on phonographic reproducing units equipped with head sets and the records were transcribed by typists. A step-back arrangement on the reproducing apparatus made it possible to repeat as often as desired any passage which it was difficult to understand. The discussions thus transcribed were edited and condensed and briefly summarized in the four Conference languages.

Countries Participating

The following 46 countries participated in the Second Congress on Large Dams either by submitting papers, by taking part in the discussions, or by sending delegates or members. Twenty-three of these countries were officially members of the International Commission on Large Dams:

Algeria	France	New Zealand
Argentina	Germany	Norway
Australia	Great Britain	Peru
Austria	Greece	Poland
Belgium	Guatemala	Rumania
Brazil	Honduras	Spain
Bulgaria	Hungary	Sweden
Canada	India	Switzerland
Chile	Ireland	Union of South Africa
China	Italy	Union of Soviet Social-
Costa Rica	Japan	ist Republics
Cuba	Jugoslavia	United States of
Czechoslovakia	Lithuania	America
Denmark	Luxembourg	Uruguay
Dominican Republic	Mexico	Venezuela
Ecuador	Netherlands East	
El Salvador	Indies	

Exhibits

THE Exhibit Committee arranged two series of exhibits, one at the National Museum and the other at the Mayflower Hotel, the latter being the headquarters of the Conference and the Congress. No attempt was made to show large-scale equipment but the exhibits were confined primarily to charts, photographs, and models illustrating the activities or products of the organizations or agencies which had submitted the exhibits.

The exhibits of particular interest to members of the Congress were the following: The Corps of Engineers of the United States Army exhibited models of the Booneville Dam under construction on the Columbia River between the States of Oregon and Washington and of one of the roller dams used for flood control on the Mississippi River. It also had photographs and perspectives of other works. In the exhibit of the Federal Power Commission, pictures of the first hydroelectric stations in the United States were contrasted with those of the Hudson Avenue Steam Station and the Niagara Falls Hydroelectric Developments. Maps and charts gave a complete picture of the production and distribution of power throughout the United States and showed the location of steam and hydroelectric plants, the territory served, and the trends of rates and of consumption. The Power Division of the Public Works Administration had an illustrated display of the Nebraska "Grid," composed of three large power districts in the State of Nebraska. There were also maps showing non-Federal projects of the Public Works Administration. Charts demonstrated the distribution of employment on these projects and photographs illustrated some of the most important among them. Puerto Rico exhibited a relief map of the island and maps and photographs illustrating the Government's irrigation and electrical power service. The Rural Electrification Administration had exhibits depicting graphically and pictorially the work under way in the United States in rural electrification. The United States Geological Survey displayed maps of the coal, oil, and gas fields of the United States and photographs and diagrams illustrating the relation of power to the activities of the Survey. The United States Reclamation Service's exhibit depicted the character of land which is reclaimed by irrigation and the type of dams and other irrigation structures built; and showed by charts and diagrams some of its achievements in engineering and economic fields during the 34 years of its existence. The Municipalities of Los Angeles, Seattle, and Tacoma had an exhibit of large colored photographs showing typical generating plants and electric lines and equipment in these systems. The Tennessee Valley Authority exhibited a large map of the Tennessee Valley region, indicating the location of the dams built and to be built, profile of the river showing diagrammatically the development of the stream, and large photographs portrayed individual activities. The United States Forest Service displayed model relief maps showing the location of

major forests in the State of California with detailed relief models of the Sierra National Forest and of the San Dimas area in Southern California.

In addition to the exhibits in the National Museum and at the Mayflower Hotel, several institutions made arrangements for visits by members of the Conference and the Congress to their buildings, laboratories, and permanent exhibits. Among these were: The Bureau of Standards which opened its museums and laboratories to inspection, the Carnegie Institution of Washington, the Library of Congress, the National Academy of Science, the Smithsonian Institution, and the United States Patent Office. The Chesapeake and Potomac Telephone Co. opened its offices to inspection, as did the Potomac Electric Power Co. and the Washington Gas Light Co.

The Rural Electrification Administration, with the cooperation of the National Electrical Manufacturers Association, of manufacturers of private equipment, and of the Virginia Public Service Co., completely electrified a dairy farm at Rosedale, Va., as an exhibit for the delegates and members. At the Smithsonian Institution, Dr. C. G. Abbott, its Secretary and a scientist of world-wide repute, gave a demonstration of his solar engine.

A pamphlet entitled "Power on Parade," briefly describing the several exhibits with maps and other information about their location, was prepared and distributed by the American National Committee.

Study Tours

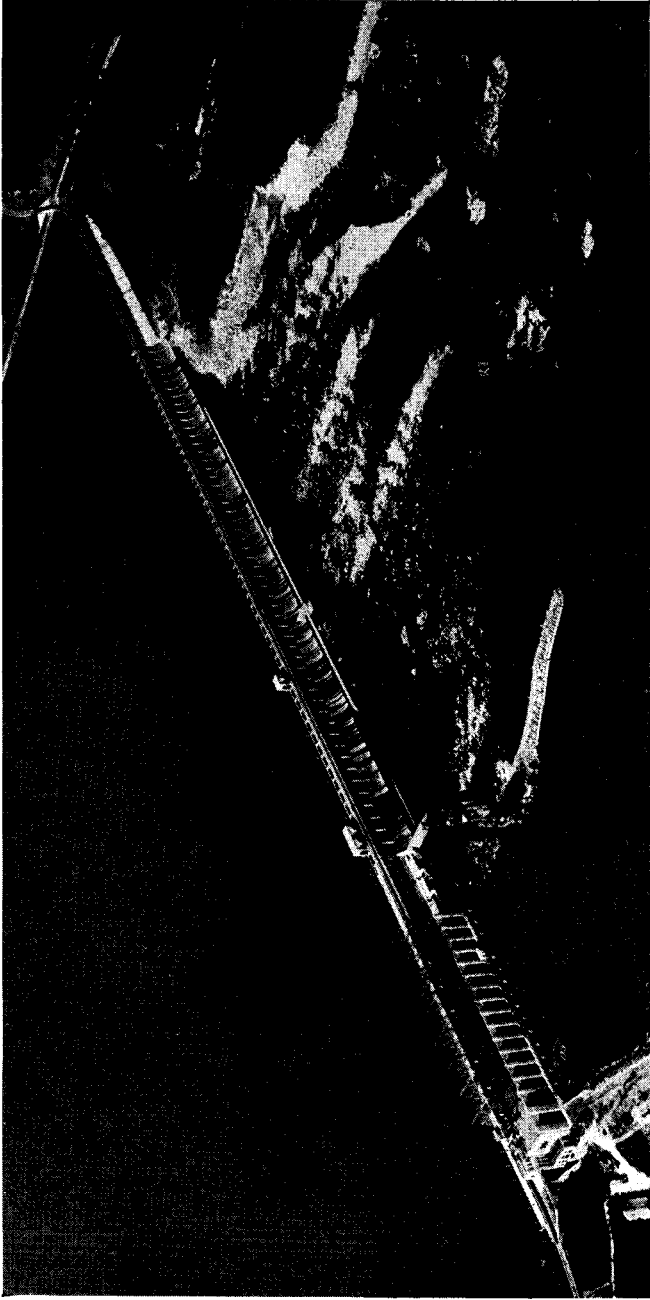
General

SINCE the main program of the Third World Power Conference dealt only incidentally with technical subjects, and since a considerable number of delegates and members, particularly those participating in the Second Congress on Large Dams, were interested in technical problems and in technical developments in the United States, the American National Committee decided to organize a series of "study tours" and to combine with them a parallel series of "round-table discussions." This combination of tour and program, of inspection and discussion, at least on the scale proposed, was frankly recognized as an experiment in the operating technique of international conferences, and one which could be applied in special fields only and, generally, as an adjunct to the main program.

The tours were developed around four major groups of technical interest: Mineral sources of energy; hydraulic sources of energy; metropolitan utilities, plant, management, and research; and railroad transportation. A separate tour was organized for each group and, in order to give sufficient diversity of study and to limit parties to a practicable size for visits and for discussion, the groups, with one exception, were divided into three or four separate parties. These parties made their inspection trips and held their discussions separately, but came together and traveled on the same train in going from city to city along the tour. This arrangement made for flexibility, permitted individuals to change from one party to another, and at the same time provided opportunity for the members of the entire group to become acquainted with each other.

For the convenience of those who needed to return home immediately after the Conference and the Congress, or who wished to take part in the Transcontinental Tour, the four study tours were given both before and after the Conference. These tours varied in length from 6 to 10 days and were, therefore, necessarily limited to the north-eastern part of the United States. However, Post-Conference Tour No. II, in which members of the Congress were primarily interested, was extended into Canada on the invitation of the Canadian National Committee.

To give advance information about the tours, the American National Committee published a Tours Bulletin in English, French, German, and Spanish editions, and gave it wide distribution in all countries invited to the Conference. In addition, a motion-picture film consisting of a composite of material taken from 55 films and loaned by American industries was distributed abroad for exhibition before engineering societies and industrial associations for the benefit of those who were considering attendance at the Conference. It proved to have been an effective method of promoting interest in the study tours.



Conowingo Dam, Susquehanna River. — Le Barrage de Conowingo sur le fleuve Susquehanna. — Conowingo-Talsperre, Susquehanna-Fluss. — La Presa de Conowingo, Río Susquehanna.

Any appraisal of the plans and purposes of the study tours should bear in mind that the round-table conferences were considered an integral part of the tours and that the tours as such were mechanisms by which it was possible for visitors from abroad to get a comprehensive view of important developments in their own particular fields of technology in order that they might be in a position to discuss with their American colleagues at the round-table conferences and elsewhere the comparative advances in the United States and abroad. Furthermore, a participant in a selected study tour, who had a special interest in some particular field of technology, could pursue that interest through a series of industrial cities and observe American practice on the Atlantic seaboard, in the Middle West, and in the Tennessee Valley and, if he joined the Transcontinental Tour, in Canada and the Far West.

Organization

After the general plan of the tours had been developed, an office was opened in New York for convenience of consultation with representatives of cooperating organizations, the majority of which had their headquarters in that city. Mr. Maurice Holland, Director of the Division of Engineering and Industrial Research, National Research Council, served as Director of the Study Tours and Round-Table Discussions and was in charge of the New York office.

The tours were sponsored by and arranged through the cooperation of the following 16 engineering societies and industrial associations:

- American Institute of Consulting Engineers.
- American Institute of Electrical Engineers.
- American Institute of Mining and Metallurgical Engineers.
- American Society of Mechanical Engineers.
- American Society of Civil Engineers.
- American Society for Testing Materials.
- American Standards Association.
- American Gas Association.
- American Petroleum Institute.
- Association of American Railroads.
- Diesel Engine Manufacturers Association.
- Edison Electric Institute.
- National Coal Association.
- National Research Council.
- National Management Council.
- Tennessee Valley Authority.

Representatives of 14 of these organizations made up a Coordinating Committee³ who met periodically during the planning of the tours, and who were responsible for the larger matters of policy and procedure. It was their duty to see that an appropriate balance of technical interest was maintained in the tours and round-table discussions, and that places visited and subjects discussed represented the most advanced technology. The Coordinating Committee through its membership relations was influential in securing the active cooperation of industries and educational institutions, thus facilitating arrangements for visiting industrial plants and processes, universities and research laboratories. Finally, this committee gave

³ A list of tour committees may be found on p. 101 of this volume.

important aid in the selection of local committees and of the operating staff of the tours.

There were four study tours preceding the Conference and four following it. Participants in these tours visited 14 American and Canadian cities. During these visits more than 100 parties were conducted on inspection trips, and 15 round-table discussions were held. Each tour visited Pittsburgh; six tours visited New York and Niagara Falls. All this naturally required careful advance preparation on the part of the staff, and the organization of local committees in the cities to be visited. These committees, with their hundreds of members, drawn principally from executives and staffs of utility companies and engineering societies and schools, were responsible for arranging the inspection visits and organizing the round-table discussions, and for providing guides, interpreters, and stenographers in their respective cities.

Each tour had a supervisor, one or more technical secretaries, a publicity man, a tour conductor who could speak foreign languages, and an assistant conductor. The services of the technical secretaries were contributed by the industrial organization in which they were employed. Before any tour was undertaken, some one of the staff officers went over it in detail on the ground to check up on arrangements, and some member of the executive staff accompanied the tours when in operation.

Itineraries

All tours whether pre-Conference or post-Conference started from the City of New York. The former terminated in Washington, the latter in New York. In every case it was the intention to choose for inspection, within the several fields of technical interest, the best available examples of American technical practice—examples which, furthermore, would suitably illustrate the topics selected for round-table discussion. While Tour No. II was the only study tour which dealt specifically with problems relating to dams, it may be of interest to describe all four briefly in order to show the relation between tours and discussions, and of both to the purposes which the American National Committee had in view.

Pre-Conference Tour I, with its parties on coal, oil, gas and internal-combustion engines, spent August 31 in New York, visiting the Hunts Point Gas plant and certain diesel engine plants, and left at night for Detroit where on the following day visits were made to the Ford automobile works, the Delray and Trenton Channel steam plants, the Detroit City Gas Works, oil refineries, and the General Motors research laboratory. On Wednesday at Cleveland parties were taken to see the Great Lakes coal and ore docks and equipment, the testing laboratory of the American Gas Association, an oil pipe-line pumping station, and the Winton Engine Co.'s diesel-engine plant. At Pittsburgh on September 3, visits were made to coal mines, coke ovens, coal-cleaning plants, and gas and oil fields, and opportunity was given to see the application of internal-combustion engines to steel mill operations. The following day, September 4, members of the tour visited the laboratories of the United States Bureau of Mines, of the Mellon Institute of Industrial Research and of the Gulf Oil Research & Development Corporation and the Carnegie Institute of Tech-

nology. The third day at Pittsburgh, September 5, had been scheduled for round-table conferences, but the small number on the tour preferred to visit technical points of interest in their respective fields. The tour reached Washington on Sunday morning, September 6.

Post-Conference Tour I substituted Niagara Falls for Detroit, in order to attend at the former city a special meeting of the American Society of Mechanical Engineers; and the last day, with its round-table discussions, was in Philadelphia instead of Pittsburgh.

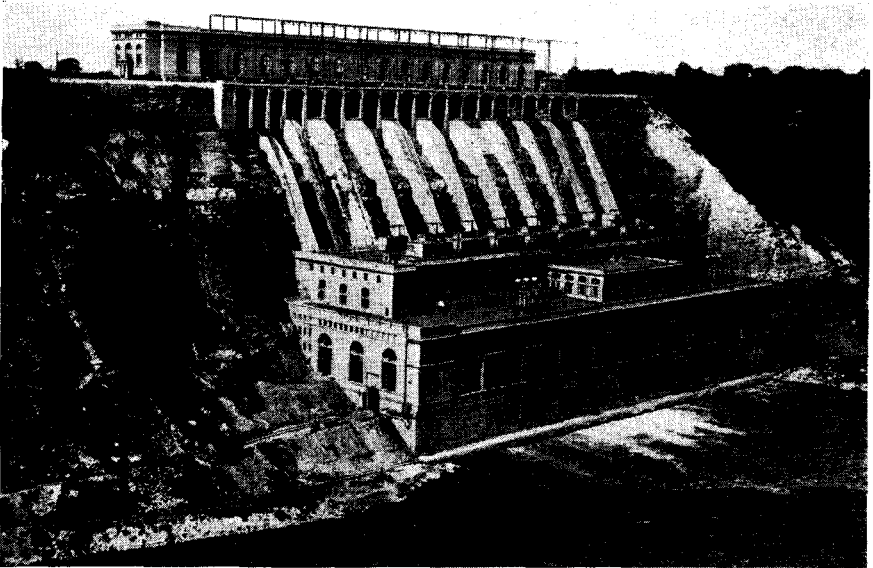
Pre-Conference Tour II with its parties on dams, hydro plants and research, and economic aspects of coordinated water developments, spent the first day, August 27, in inspection of the New York City water supply, leaving in the late afternoon by steamer for Boston, where on the following day visits were made to the hydraulic, soil mechanics, and cavitation laboratories of the Massachusetts Institute of Technology, and to one of the load-dispatching stations of the New England Power Co. On Saturday, August 28, visits were made to the Schoellkopf hydroelectric plant on the American side of Niagara Falls, and to the Queenston plant on the Canadian side. Sunday, August 30, was a day of recreation at Niagara Falls, the tour leaving in the evening for Pittsburgh, where on the following day visits were made to the hydraulic research laboratories of the Aluminum Co. of America and of the Carnegie Institute of Technology, and to the load-dispatching station at Charleroi, Pennsylvania, of the West Penn Power Co. Tuesday, September 1, was spent in a study of the Muskingum Flood Control project in the vicinity of Zanesville, Ohio, the hydraulic and soil-mechanics laboratory of the United States Army Engineers, and the Philo, Ohio, interconnecting station of the American Gas & Electric Co. Wednesday, Thursday, and Friday, September 2, 3, and 4, were spent at the Tennessee Valley Authority's projects, near Knoxville, Tenn., the last day in round-table discussions. The tour arrived at Washington Saturday forenoon, September 5.

Post-Conference Tour II, in response to an invitation from the Canadian National Committee to visit power developments in Canada, omitted Boston from its itinerary and joined the Trans-continental Tour in visiting Montreal, Ottawa, and Niagara Falls. The tour left New York City on the evening of September 14. On arriving at Montreal on the morning of the 15th, one party was transferred to a special train to visit the hydroelectric plants of the Shawinigan Water & Power Co. in the St. Maurice Valley, while a second party was taken by busses to the Beauharnois Light & Power Co.'s plant on the St. Lawrence River. On September 16, a special train leaving Ottawa in the morning visited the hydroelectric plants of the Gatineau Power Co. on the Gatineau River. The tour reached Niagara Falls in the morning of September 16, and thereafter duplicated the route and visits of the pre-Conference Tour.

Pre-Conference Tour III had parties on steam plants, electrical equipment, and utility management. After spending Thursday, August 27, in inspection trips in New York City the tour left by the Hudson River Night Line steamboat, arrived at Albany in the morning of August 28 and transferred by busses to Schenectady, where the manufacturing plants of the General Electric Co., its mercury-vapor generating station and its research laboratories were visited. On



Power plant, Shawinigan Falls, Canada. — La centrale des chutes de Shawinigan au Canada. — Kraftwerk, Shawinigan-Fälle, Kanada. — La central eléctrica, Cataratas del Shawinigan, Canadá.



Queenston-Chippewa power plant, Niagara River, Canada. — La centrale de Queenston-Chippewa sur la rivière Niagara, au Canada. — Queenston-Chippewa-Kraftwerk, Niagara-Fluss, Kanada. — La central eléctrica de Queenston-Chippewa, Río Niagara, Canadá.

Saturday, August 29, the power stations on both sides of the river at Niagara Falls were visited. Sunday was a day of recreation. On Monday at Cleveland visits were made to high-pressure boiler installations, to the Nela Park laboratories of the General Electric Co., and to the Case School of Applied Science. Tuesday was spent in Detroit visiting the Ford automobile plants, the steam plant and the distribution system of the Detroit Edison Co., the offices of the local public utilities, and the General Motors research laboratory. On Wednesday, September 2, at Chicago, inspections were made of the State Line plant and local research laboratories and a visit to the Port Washington high-pressure steam-electric plant near Milwaukee, Wisconsin. On Wednesday evening the tour left for Pittsburgh where on the following day visits were made to three steam plants of the Duquesne Light Co. and West Penn Power Co., to the manufacturing plant and research laboratories of the Westinghouse Electric & Manufacturing Co. and to the Mellon Institute. The last day of the tour, spent in Pittsburgh, was given over to round-table discussions. The tour arrived in Washington on the morning of Saturday, September 5.

Post-Conference Tour III, starting in New York on September 15, substituted Niagara Falls for Cleveland, had its round-table discussions in Philadelphia instead of in Pittsburgh, and reached New York on the night of September 24.

Pre-Conference Tour IV, devoted primarily to problems of railroad transportation, spent its first day, Friday, August 28, in inspecting the station and yards of the Pennsylvania Railroad in New York and the vehicular tunnel under the Hudson River between New York and Jersey City. On Saturday, August 29, inspection was made of the Grand Central Terminal in New York, the New York Central and New Haven Railroad Co.'s yards, and the rapid-transit facilities in New York, Brooklyn, and vicinity. The greater part of Sunday was spent in New York as a day of recreation, the tour arriving in Schenectady in the evening. On Monday, August 31, visits were made to the General Electric Co.'s plants and laboratories in Schenectady, and to the plants of American Locomotive Co. Tuesday, Wednesday, and Thursday, September 1, 2, and 3, were spent in Chicago, the first two in visiting the plants of the Pullman Car Co. and the Electro-motive Co. and in inspecting railroad terminals and high-speed trains; the third, in round-table discussion. Friday, September 4, was spent in Pittsburgh, visiting the Westinghouse Air Brake Co., the Union Switch & Signal Co., and the laboratories of the Gulf Oil Research & Development Corporation. The tour arrived in Washington on the morning of Saturday, September 5.

On account of lack of applicants, Tour IV was not repeated after the Conference.

Participation

Two hundred fifty-four people participated in the 7 study tours, of whom 216 from 31 countries were from outside the United States. Eighty-one of these, of whom 64 were from abroad, were members of Tour II, either pre-Conference or post-Conference. In addition to the 254 there were, of course, hundreds of others in the several cities visited who received the visitors and accompanied them on their inspection trips.

Transportation and Costs

Rail transportation was in standard Pullman cars, each person being provided with a lower berth. To economize time, nearly all travel between cities was by night. All travel arrangements, hotel accommodations, baggage transfer, etc., were handled by the American National Committee's official travel agent, American Express Co.

The prices charged to participants from outside the United States for these tours varied from \$60 for Pre-Conference Tour I to \$97.50 for Post-Conference Tour II, depending upon the duration of the travel. These prices were based on a rate of \$10 per day on tour and included every tour expense: Railroad and bus transportation, Pullman accommodations, baggage and personal transfer, hotels, meals, etc. The balance of the actual cost, approximately one-third of the total, was assumed by the American National Committee.

Entertainment

In the interest of economy of time and for the comfort of the guests no formal entertainment was, in general, provided in connection with the study tours. The time available during the day was so fully occupied with inspection trips that it seemed best to leave evenings free for the exercise of individual preferences, such as visiting with friends, informal dinners, the theater, and motion pictures. Participants in the tours were, however, entertained at luncheon at the Dearborn Inn by the Detroit Committee, the Detroit Engineering Society, and representatives of the local utility companies; the Pittsburgh Committee arranged a dinner at one of the country clubs near that city; and a dinner was given in Knoxville at which the Tennessee Valley Authority and the local utility companies were hosts. The members of Post-Conference Tour II, who participated in the Canadian section of the Transcontinental Tour, were entertained on the evening of September 15 in Montreal at a reception and dinner given by the Provincial Government of Quebec; on the evening of the 16th, at a dinner in Ottawa given by the Dominion Government; and at Niagara Falls, Canada, on the 17th, at a luncheon given by the Hydro-Electric Power Commission of the Province of Ontario.

Round-Table Discussions

General

SINCE the program of the Third World Power Conference made no provision for discussion of purely technical problems, and since many who would attend the Conference, and all who would attend the Second Congress on Large Dams, would be interested in seeing and discussing examples of technical practice, the American National Committee decided not only to organize the series of tours previously described, but also a series of "round-table discussions." While only one of the four study tours, Tour No. II, dealt with problems directly related to the program of the Congress, it may, nevertheless, be of interest to know what other problems were discussed, how these discussions were related to the Washington programs, and how they were organized and conducted as a whole.

In the development of a series of subjects for discussions directly related to specific processes or practices examined in the course of the study tours, and in relating both tours and discussions to the subjects dealt with at Washington, the American Committee had no precedents to follow. It was, furthermore, seriously handicapped by the limited time in which to build up the necessary staff, to develop its tour schedules and to organize its local committees—all in addition to the organization of its Washington sessions. It readily acknowledges that mistakes were made and that its intentions were not fully carried out in practice; but it believes that this type of combined tour and program—of inspection followed by discussion—is peculiarly adapted to international gatherings where participants are visiting countries and viewing plants or practices with which they are not familiar.

In the plan as finally adopted 11 separate fields of technical interest were chosen as the basis of tours and of discussions. Within these fields the best examples of modern American technical practice which could be visited within reasonable limits of tour duration and cost were selected for inspection and study. When this had been done a series of topics related to the plants, processes and practices to be inspected were chosen as the basis of the round-table discussions.

The fields of technical interest selected were: Coal, gas, oil, internal-combustion engines, steam plants, electrical equipment, dams, hydro plants, railroad transport, utility management, and the Tennessee Valley project. Participants in the tours were segregated into parties corresponding to these fields of interest. Parties whose interests were closely related were grouped in the same tour and traveled together from place to place, but made their inspections separately and had separate discussion sessions.

In the preparation of a program and procedure for these discussions certain limitations had to be recognized. The first, that of time, was imposed by the limitations of time and cost applied to the tours them-

selves. With individual tours extending from 6 to 10 days, during which there would be continual opportunity for asking questions and for exchanging views, it did not seem advisable to devote more than 1 day per party for discussions, or from 4 to 5 hours of actual discussion time. This limitation, in turn, necessarily limited the type of subject to be discussed and the character of discussion. Four or five subjects at the most could be discussed, and they must be of such a character that they could reasonably be presented and discussed in approximately an hour's time each—a situation which did not permit exhaustive discussions or the reading of long technical papers. On the other hand, a discussion by the question-box method would be simply to prolong formally what had been going on informally throughout the tour. What the circumstances appeared to call for, and what was intended, was a discussion to consist of condensed statements of the problems met and the results accomplished in recent important advances in specific technical fields, with details and statistical data, if any, submitted not orally but in typed or printed form for distribution to participants and audience at the close of the sessions. The individuals who were to open the discussion and those who were to participate were to be chosen in advance, and the number of speakers was to be limited to not more than 15 to 20. The chairman, the technical secretary, the speakers, the interpreters, and the reporter were to be seated together around a table; and opportunity was to be given for questions and answers among the speakers when formal discussion on any topic was over.

This gathering of a small group of selected experts for the intensive discussion of a series of specific topics, with discussion limited to this group, but with no limitation on the number of those attending as audience, is an arrangement which appears particularly adapted to technical questions. In any event, this is what was meant by the term "round-table discussions."

In such discussions it is very desirable that remarks of all speakers be prepared in advance, so that they can be mimeographed and can be distributed during or at the close of the sessions to all those who attend either as speakers or audience, otherwise participants will be able to carry away only impressions and not information.

Success with this type of discussion naturally demands careful advance preparation and organization, especially when scores of technical experts in a dozen different cities are to participate in their organization. In this as in other respects, the American National Committee was badly handicapped by lack of time. Whatever of success attaches to this experiment in international discussions, credit must primarily be given to the study tours staff, the "coordinating" and local committees, the technical secretaries, and the chairmen of the sessions.

Viewing the experiment in retrospect, it is clear that the plans as made were not fully carried out in practice. In many cases the discussions prepared in typed form were much too long for presentation, and have had to be materially condensed for publication. Too few of the participants from abroad took part in the discussions, due presumably to the fact that the American Committee was unable to get its list of topics to them early enough for preparation of discussion material before leaving their home countries. Too large a field both

for inspection and discussion was attempted, with the result of a too high tempo that probably detracted from both the tours and the discussions. Other defects no doubt were evident to the participants. Those who may wish to continue this experiment in the future can profit from the mistakes as well as from the accomplishments of this first trial.

Organization

The round-table discussions and the study tours with their inspection trips were a combined activity. The staff and the committees described in the section on tours were responsible for the organization and conduct of the discussions. Arrangements respecting meeting rooms, interpreters, and reporters were made by the local committees. The chairmen of the several sessions, and the individuals who were to lead off the discussions, were selected by the Coordinating Committee. The technical secretaries accompanied the tours and were responsible for the technical conduct of both tours and discussions. It was their function to ascertain as early as possible the technical background and interests of each member of their tour, and to assist him in securing the maximum benefit from the tour. The secretaries made arrangements during the tours for participation in the discussions by tour members, they prepared the discussion schedules, and they were responsible for assembling for the permanent record material submitted and stenographic abstracts of discussions.

Topics for Discussion

To acquaint participants with the nature of the round-table discussions and with the type of topics proposed, there was sent, under date of July 15, 1936, to all national committees of the Congress and the Conference, a circular letter containing a list of subjects out of which it was proposed to make actual selection when the preponderance of interest could be known. National Committees were informed that it would not be possible to discuss all of the topics listed and they were requested to indicate as early as practicable the wishes of those who were proposing to take part in the discussions.

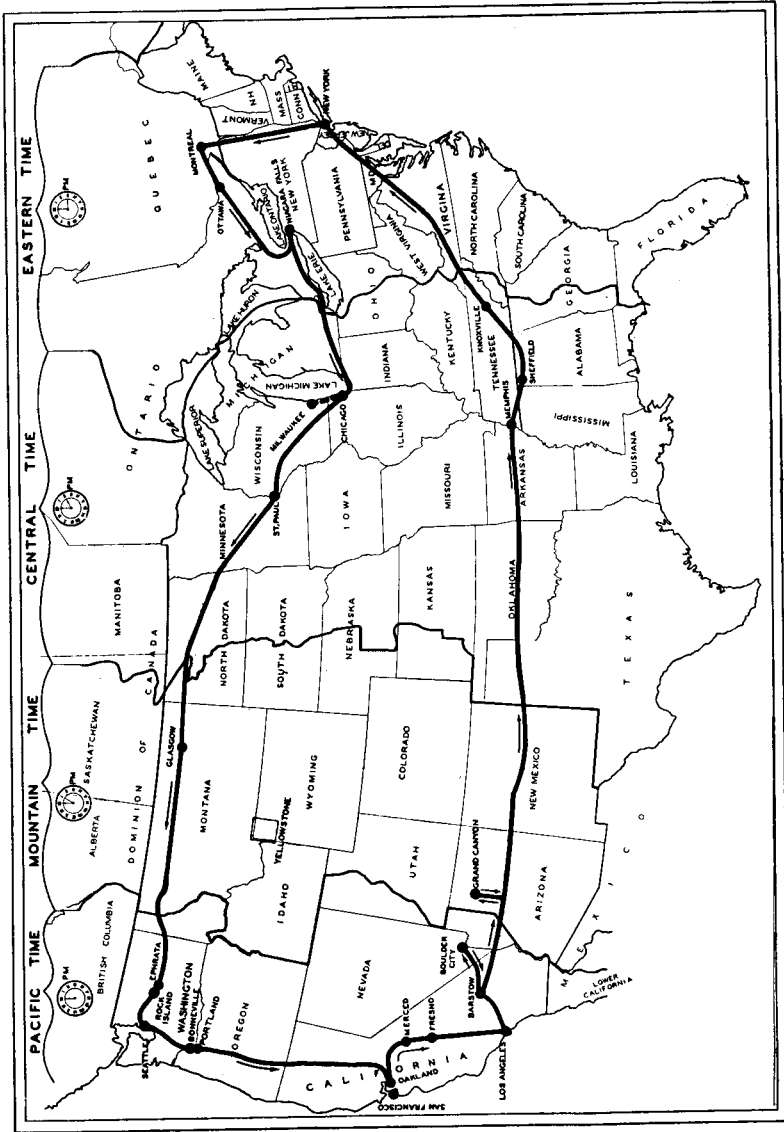
The following topics relating to dams were discussed by participants in Tour II. Abstracts of these discussions may be found at page 181 of this volume.

TOUR II

Party A—Dams

1. Core drilling for visual examination of foundation material.
2. Methods of sealing dam foundations.
3. Distorted versus undistorted models for hydraulic research.
4. Recent improvements in construction layouts.
5. Concrete quality control.
6. Resistivity measurements for dam foundation explorations.

The complete list of round-table topics and abstracts of all discussions are given in Volume I of the Transactions of the Third World Power Conference.



Map of the Transcontinental Tour. — L'itinéraire de la tournée transcontinentale. — Karte der transkontinentalen Tour. — Mapa del viaje transcontinental.

Transcontinental Tour

General

AT THE meeting of the International Executive Council at The Hague in July 1935, and later at Paris in discussions with the officers of the International Commission on Large Dams, the hope was expressed that it might be possible to arrange a tour in connection with the Third World Power Conference and the Second Congress on Large Dams enabling participants to visit some of the projects, the largest ever undertaken in the world, which would be under construction in the United States when these meetings took place. The primary difficulties in the way were the thousands of miles of distance to be covered and the consequent time and cost involved.

To explore the possibilities a Committee on Tours was named under the chairmanship of Mr. T. W. Norcross, Chief Engineer of the United States Forest Service. Many suggestions were made to and considered by this committee. The plan finally adopted involved a tour of 3 weeks in length, leaving New York on the evening of September 14, extending into eastern Canada at the invitation of the Canadian National Committee, returning to the United States at Niagara Falls, thence proceeding to the North Pacific Coast, to southern California, across the southern part of the United States to the Tennessee Valley, and back to New York, a distance of 8,744 miles by rail, with motor trips aggregating some 1,000 miles more.

While this tour was classed as "Study Tour V", and while its itinerary was arranged to give opportunity to see and to secure information about many of America's major engineering projects, both completed and under construction, it likewise offered opportunity to see some of America's scenic wonders, to visit cities and sections which few visitors from abroad ever reach, and, above all, to view and to compare the different sections, with their different climates, topography, culture and population, which make up the United States of America.

Organization

The general plan of the tour and its preliminary steps were worked out by the Director of the Conference and Congress and the Committee on Tours. The development of the tour from the general plan into a practical operating scheme was the work of Mr. M. T. Chandler, Assistant Secretary, the Consolidated Edison Co. of New York, Inc., who acted as Tour Manager, assisted by other members of that company and by American Express Co.

The tour stopped at many towns and cities on its route, at each of which local committees had been organized in advance to receive



Grand Coulee Dam under construction. — Le Barrage Grande Coulee en voie de construction. — Grand Coulee-Sperre im Bau. — La Presa de Grand Coulee durante su construcción. Photo by U. S. Department of the Interior.

and entertain the members of the tour. Before the detailed arrangements had been worked out, Mr. John C. Parker, Vice President of the Consolidated Edison Co., made a trip of 10,000 miles by airplane over the section of the tour west of Chicago to develop interest in the tour, to aid in organizing local committees in that territory and to arrange for inspection trips.

An office was maintained on the train throughout the tour, from which a staff consisting of Mr. M. T. Chandler, Tour Manager; Messrs. E. J. O'Neill and A. H. Acken, of the Consolidated Edison Co., Assistant Tour Managers, and Messrs. R. R. Terzetta, E. T. Iglar and H. Hartwig of American Express Co., conducted the general operation of the tour. By this means, contacts with local committees could be made so as to complete and check arrangements, all special travel could be conveniently handled, adjustments in sleeping-car space made, and circulars and other information distributed. The office was equipped with a mimeograph machine for reproduction of notices and similar material.

Through the courtesy of the United States Army, Lt. Col. James E. Baylis of the Medical Corps and Lieutenant Kathryn Morgan of the Nurses Corps were assigned to the tour. Mrs. A. M. Finegan served as train secretary. Mr. V. Tinghir on the first section and Messrs. E. T. Arndt and A. Alonso on the second section served as interpreters when desired. Mr. B. P. Adams and Mr. A. G. Toombs acted as publicity representatives.

Trains, Equipment, Costs

Plans for this tour had been based on an estimate of a maximum of 100 participants from outside the United States and on the use of a single special train. Applications made, many of them just before the Conference opened, brought the number from abroad to 194, the total to 241, and made it necessary, less than 2 weeks before the tour started, to assemble equipment and organize a second section.

The train as finally organized consisted of two sections of 13 cars each, equipped with the most modern air-conditioned cars available. All sleeping cars were either all-compartment or compartment drawing-room cars. Compartments and drawing rooms were equipped with hot and cold running water and with toilets. Each section had: A "lounge car"—a combination of smoking room, library and buffet—with barber and valet service, and a shower bath for men; an "observation car" with shower bath for ladies, and a dressing room provided with maid, manicuring and hairdressing service; two dining cars with combined accommodations for 72 people, attached continuously to the section and usable as club cars, as card rooms or for entertainment when meals were not being served; and a baggage car in which passengers could keep trunks or other baggage for access at any time of day or night.

Passengers were assigned their space in the sleeping cars before the train left New York and retained the same space until their return to New York. Sleeping cars, club cars, observation cars, and baggage cars were transferred from railroad to railroad as the tour progressed, so that no one needed to pack up or transfer his baggage. At the



Bonneville Dam, Columbia River. — Le Barrage de Bonneville, sur le fleuve Columbia. — Bonneville-Talsperre, Columbia-Fluss. —
La Presa de Bonneville, Río Columbia. Photo by Air Corps, U. S. Army.

various stops the cars were held at convenient places for ready access, and except at Seattle and Knoxville, were used for sleeping accommodations throughout the tour.

The tour as organized and operated was made possible through the active cooperation of the officials of the railroad companies concerned, through the allocation of funds by the Finance Committee out of contributions made to the Conference by electric utility and electric manufacturing companies, through hospitality extended and transportation facilities supplied by local committees, utilities, municipalities and chambers of commerce, and through the collaboration of the Consolidated Edison Co. of New York, Inc., which made available from its own employees a staff for preparing the detailed arrangements carried out on the special trains, and for coordinating these arrangements with the plans of the local committees.

The railroads made available for the tour their minimum excursion rate. The sleeping cars were chartered at a fixed per diem rate. The Santa Fe Railway contributed the two club cars. In general, air-conditioning, sanitation, and parking charges were waived. Each railroad company had one or more of its operating officials accompany the tour over its lines. The entire train staff were carefully selected from the most efficient and faithful employees of the railroad and Pullman companies. Transportation from the trains on inspection trips at Bonneville and Boulder Dams was provided by the Tours Committee itself; and at Fort Peck and Grand Coulee, in part by the Tours Committee and in part by local committees. Elsewhere transportation was provided entirely by local committees.

The price for tickets to passengers from outside the United States was \$225 for the entire tour of 22 days and \$200 for the shorter tour of 19½ days which omitted the Tennessee Valley. These prices included all travel by rail or otherwise, a compartment or drawing room shared with another person, meals on the train, baggage transfers and hotel accommodations at stopovers. The only additional travel cost was a voluntary contribution of \$5 per passenger in lieu of any other tips or gratuities. To the extent available a passenger could have a compartment to himself by payment of the additional pro-rata sleeping-car charge. The difference between actual tour costs per passenger and prices charged to participants from abroad—approximately \$75—was contributed from funds allocated to this purpose by the Finance Committee. Passengers from the United States paid actual tour costs.

Special Facilities

In order to keep passengers fully informed, daily "reminders" in the form of pocket-size cards, printed in advance, were distributed to the passengers in their rooms on the train, in the dining cars, and in the hotels. These were supplemented whenever necessary, by mimeographed notices prepared on the train. Whenever, to meet the different interests of the passengers, the party was to be broken up into several groups, questionnaires were distributed to determine choices and to have information to send ahead to local committees. Badges with different colors for the different groups were distributed in order to avoid confusion which might otherwise exist because of



Sequoia National Park, California. — Le parc national de Sequoia, en Californie.— Sequoia Nationalpark, Kalifornien.— El parque nacional de Sequoia, California. Photo by U. S. Department of the Interior.

limited knowledge of English. A detailed itinerary of the tour with information about places to be visited, and a train directory giving the name, section and room number of each passenger, and the names and location of train personnel, was distributed at the beginning of the tour. Descriptive booklets prepared by the local committees were likewise distributed on the train.

On each section there was a library with books and magazines. Local newspapers were made available for all passengers. News items were received directly by radio. Mail for passengers arriving at New York or Washington was forwarded by air and delivered on board the train. Special writing papers, souvenir postcards, and postage stamps were supplied, and a train secretary typed and posted letters for passengers when desired. The Tours Manager arranged with Eastman Kodak Co. for a consignment of various sizes and kinds of camera films. These were sold on the train and the balance returned to the Company. When time permitted arrangements were made for developing and printing en route.

Several bridge tournaments were organized by Miss Marguerite T. Waters and Miss Margaret H. Merrill on Section I and by Mr. and Mrs. Joel D. Wolfsohn on Section II. Prizes were contributed by the General Electric Co. and the Westinghouse Electric & Manufacturing Co.

In addition to bridge prizes, the General Electric Co. supplied souvenir postcards, playing cards, miscellaneous games, and postage stamps; and the Westinghouse Electric & Manufacturing Co., flowers, newspapers, magazines, and writing paper. The R. C. A. Victor Co., Inc., furnished and installed a combination radio and phonograph equipment in each club car; and fruit for distribution on the train was supplied by the Wenatchee (Wash.) and the California Fruit Growers associations. At the end of the tour a souvenir booklet containing a condensed description with photographs of projects and cities visited, a map of the route, and the passenger list was distributed to tour members by the Edison Electric Institute.

Itinerary

The route of the tour is shown on page 74. Side trips by rail, by autobus or by automobile were made from Montreal and from Ottawa, Canada (see description of Study Tour II, p. 67), from Niagara Falls, from Chicago to Milwaukee, from Glasgow to Fort Peck, from Ephrata to Grand Coulee, from Seattle into the Skagit River Valley near the Canadian border, from Portland to Bonneville, from Merced to the Yosemite Valley and the Big Trees, from Fresno to power developments on the upper San Joaquin River, and from Sheffield and Knoxville to projects of the Tennessee Valley Authority and of the Aluminum Co. of America.

Sightseeing trips by automobile or bus were offered as alternatives to technical visits in Montreal, Ottawa, Niagara Falls, Chicago, Portland, San Francisco, and Los Angeles—varied examples of American and Canadian cities. The tour passed through the humid and heavily industrialized sections of the Northeastern States and Canada; the dairying and grain growing “prairie” section of the upper Missis-



Grand Canyon of the Colorado, Arizona. — Le Grand Cañon du Colorado, État de l'Arizona. — Der Grand Canyon des Colorado, Staat Arizona. — El Grand Canyon del Río Colorado, Estado de Arizona. Photo by U. S. Department of the Interior.

sippi Valley; the wheat fields—and “dust bowl”—of North Dakota and Montana; the timber-covered mountains of northern Idaho, western Washington and Oregon; the semiarid fruit and grain lands of the Central Valley of California; the deserts of Arizona and New Mexico; the cattle ranges of Texas and Oklahoma; and the corn and cotton lands of the Southeast.

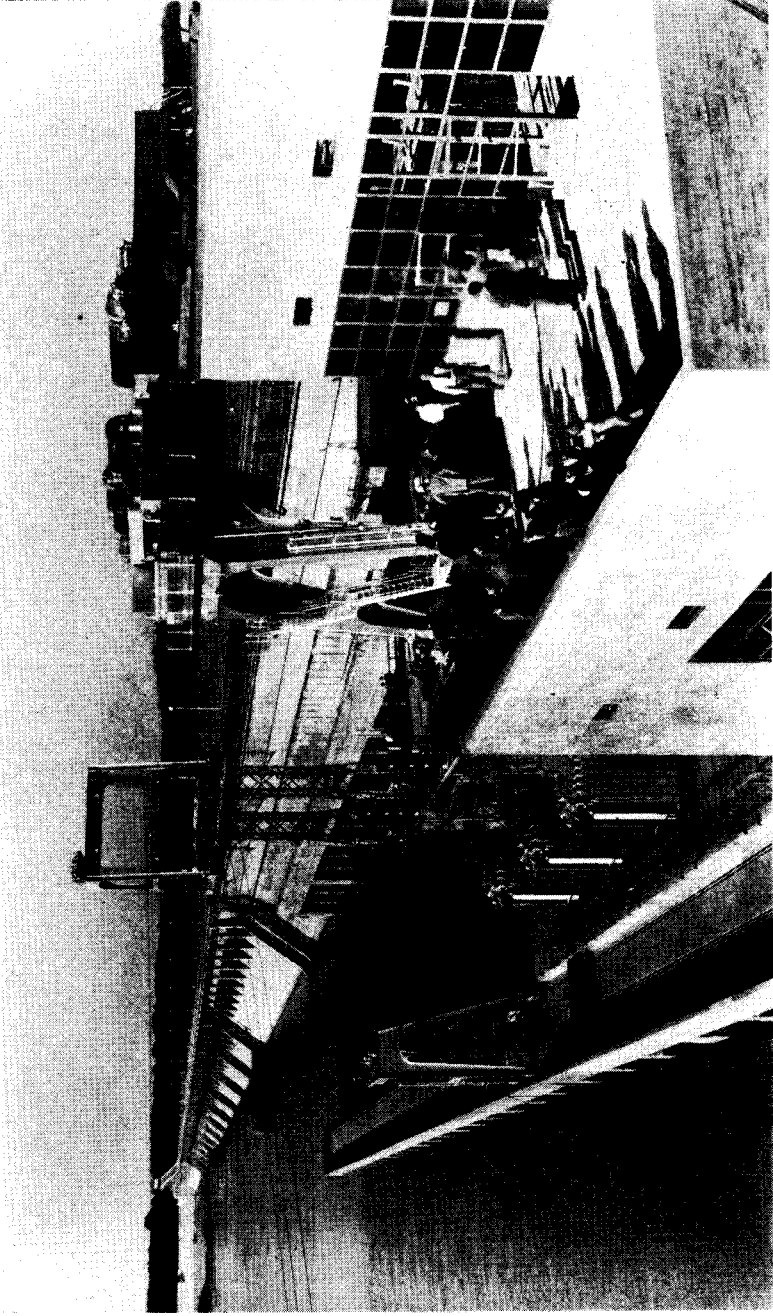
The major points of technical interest were the power developments on the St. Lawrence, St. Maurice, and Gatineau Rivers in Canada; the Niagara Falls hydroelectric plants; the high-pressure steam-electric stations in Chicago and Milwaukee; the Fort Peck, Grand Coulee, Rock Island, Bonneville, and Boulder Dams; the Skagit River developments of the City of Seattle; the great bridges over San Francisco Bay and the Golden Gate; the hydroelectric plants at the head of the San Joaquin River in the Sierra Nevada Mountains; and the combined developments of the Tennessee Valley Authority.

Boulder, Grand Coulee, and Fort Peck Dams are notable not only for their size—3,250,000 cubic yards of concrete, 10,000,000 cubic yards of concrete, and 100,000,000 cubic yards of earth respectively—but also for the serious construction difficulties which had to be solved, and the extent of construction equipment and the character of organization required. The two San Francisco bridges, the one extending across San Francisco Bay from Oakland to Yerba Buena Island, thence to San Francisco, a total length of 4 miles; and the other spanning the mile-wide Golden Gate, had to meet new problems of design and construction. The Oakland-Yerba Buena section has a cantilever span of 1,410 feet, while the Yerba Buena-San Francisco section consists of two suspension bridges, each of 2,310 feet main span, placed end to end with a common anchorage pier in the center of the channel, designed to take care of the unbalanced pull of the cables and to resist seismic disturbances. The Golden Gate Bridge has a main suspension span of 4,200 feet, a clearance above water of 220 feet, and towers extending 750 feet above the water.

The chief scenic features visited were the falls of Niagara; the Grand Coulee with its high rock escarpments and its “dry falls,” $2\frac{1}{2}$ miles in length, carved out by the Columbia River during the Ice Age, but through which no stream has since flowed; Yosemite Valley, walled in by peaks rising 3,000 feet or more abruptly from the valley floor with spectacular Yosemite Falls 2,600 feet in height and beautiful Bridal Veil Falls, the waters of which are diffused into mist before they reach the valley floor; the Mariposa Big Trees—giant redwoods, the largest 330 feet in height and 29 feet in diameter, the oldest living things on earth, antedating the pyramids of Egypt; and, finally, the majestic Grand Canyon of the Colorado, a huge gorge more than 200 miles in length, 9 to 13 miles in width, 7,000 feet in depth, an array of startling colors and deep shadows, impressive not only for its vastness but for the magnificent sculpture of its massive rock formations.

Entertainment En Route

Entertainment in the form of sightseeing trips, of receptions, luncheons, and dinners, was extended to the members of the tour at all cities which they visited. They were guests of the Province of Quebec at a reception and dinner in Montreal on September 15 and of the



Wheeler Dam, T. V. A. — Le Barrage Whitecler, T. V. A. — Wheeler-Talsperre, T. V. A. — La Presa de Wheeler, T. V. A.

Dominion Government at Ottawa on September 16. On September 17 they were guests of the Hydroelectric Power Commission of Ontario, at luncheon in Niagara Falls, Canada; and of the Buffalo, Niagara & Eastern Power Corporation at dinner in Niagara Falls, N. Y. In Chicago, on the evening of September 18 they were entertained at a dinner and floor show at the Palmer House by the Commonwealth Edison Co., H. M. Byllesby & Co., and the Public Service Co. of Northern Illinois.

On reaching Seattle on September 22, the entire party were received at a special meeting of the City Council, and for the next 2 days were the guests of the city. They were taken about 100 miles by automobile and 20 miles by an observation train to the series of hydroelectric projects, operated and projected, of the city of Seattle on the Skagit River, were kept overnight at the city's camp at its Gorge power plant and returned on the evening of the 23rd to their train at Seattle.

On the 24th the party were entertained by the Portland Committee at breakfast in Portland, Oregon, at luncheon at Camas, Washington, and at dinner at Bonneville. At San Francisco on September 26, the party were taken as guests of the Citizens Committee of Oakland, Berkeley, and San Francisco on a steamboat ride around San Francisco Bay. Luncheon was served on the boat. In the afternoon they were received by the Mayor at City Hall and in the evening were guests at a dinner at the Fairmont Hotel.

On arriving at Merced on the morning of September 27, one group was taken by automobiles to visit Yosemite Valley and the Big Trees with luncheon at Big Trees, the other detrained at Fresno and was taken by automobiles to the power developments of the Southern California Edison Company on Big Creek. Both groups met at Fresno in the evening as guests at dinner of the San Joaquin Light & Power Corporation.

At Los Angeles on September 28, after a day of local visits in and around the city, the party were entertained at dinner at the Jonathan Club by the Los Angeles Committee.

At Sheffield, Ala., and Knoxville, Tenn., the party were entertained by local committees and by the Tennessee Valley Authority and the Aluminum Co. of America.

The Knoxville Resolution

At a meeting of the members of the tour at Knoxville on October 5, a resolution was passed with the request that it be placed in the records of the Conference. The resolution and reproductions of the signatures appear on the following pages.

A RESOLUTION

PROPOSED AT A MEETING IN KNOXVILLE, TENNESSEE

The Delegates and Members of the Third World Power Conference and of the Second International Congress on Large Dams and their ladies who participated in the Post Conference Tour No. 5 desire to place on record their deep gratitude to the American National Committee, the Tour Committee, the various Local Committees and Ladies' Committees and generally to the institutions, public and private, who have supported them and who have received the visitors so amicably.

They wish to address sincere thanks to all those individuals who have carried the immediate responsibility for initiating, planning and organizing the Grand Tour, in particular to Mr. O. C. Merrill, Mr. John C. Parker, and Mr. M. T. Chandler.

To contemplate taking a party of some 250 members drawn from 32 nations on a journey of over 9,000 miles to visit large engineering projects, industrial plants, and scenic wonders, many of them far off the beaten track, requires exceptional courage and enterprise.

To bring together and unite for this purpose the many varying interests concerned and to piece together the puzzle of available features within the frame of an itinerary so full of dramatic contrasts and forming a continuously varying crescendo of engineering and personal interest requires vision, persuasion, and high personal qualities.

To master the many details in a great transportation scheme such as the Transcontinental Tour, to exercise the tactful foresight so essential for the well-being and comfort of the travellers and to carry through the plans with such conspicuous success is an admirable feat of organization.

The cooperation between the active committees and the executives have made it possible for the participants to study a chain of distinctive engineering achievements and see much beautiful and strange scenery in this great country and in Canada. The happiest memories will be retained of the warm welcome everywhere received, of the many personal kindnesses extended to the members and of constant evidence of good will and consideration.

They request that this resolution, which was carried unanimously, be brought to the notice of all concerned, and that a copy be placed in the records of the Conference.

<i>A. Niebels</i> Argentina	<i>W. Hoff</i> Austria	<i>K. von</i> Belgium
<i>Marques dos Reis</i> Brazil	<i>I. Kucza</i> Czechoslovakia	<i>B. Kocorning</i> Chile
<i>José J. Costa</i> Costa Rica	<i>P. S. Jørgensen</i> Denmark	<i>Henry W. Hoff</i> Ecuador
<i>Kuopio Malmi</i> Finland	<i>J. Corriey</i> France	<i>M. Matzke</i> Germany
<i>Ernest T. Williams</i> Great Britain	<i>A. Athiopoulos</i> Greece	<i>G. J. T. Peckers</i> Holland
<i>R. J. Brown</i> Ireland	<i>S. K. Bhatnagar</i> India	<i>Giuseppe</i> Italy
<i>S. Motupailis</i> Lithuania	<i>J. Smáček</i> Mexico	<i>Parall Harvey</i> New Zealand
<i>Wouter van der Meer</i> Netherlands East Indies	<i>H. H. Hagedorn</i> Norway	<i>Julio L. L. L.</i> Peru
<i>A. M. M.</i> Puerto Rico	<i>N. Bergquist</i> Sweden	<i>S. S. S.</i> Poland
<i>B. B. B.</i> United States of America	<i>S. S. S.</i> Uruguay	<i>F. F. F.</i> Switzerland
		<i>P. P. P.</i> Venezuela

Officers Committees and Delegates

Officers

Third World Power Conference and Second Congress on Large Dams

Honorary President

FRANKLIN D. ROOSEVELT

President of the United States of America

Honorary Vice President

HAROLD L. ICKES

Secretary of the Interior

Chairman of the Conference

WILLIAM F. DURAND

Consulting Engineer

President of the Congress

G. MERCIER

France, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées

Director

O. C. MERRILL

Consulting Engineer

American National Committee

Chairman

HAROLD L. ICKES, Secretary of the Interior

Vice Chairman

WILLIAM F. DURAND, Consulting Engineer

Chairman, Executive Committee

MORRIS L. COOKE, Administrator, Rural Electrification Administration

Executive Secretary

JOEL DAVID WOLFSOHN, Executive Secretary, National
Power Policy Committee

Members

AMERICAN INSTITUTE OF CONSULTING ENGINEERS
AMERICAN INSTITUTE OF ELECTRICAL ENGINEERS
AMERICAN INSTITUTE OF MINING AND METALLURGICAL ENGINEERS
AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS
AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS
AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS
AMERICAN STANDARDS ASSOCIATION
AMERICAN GAS ASSOCIATION
AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE
EDISON ELECTRIC INSTITUTE
INDEPENDENT PETROLEUM ASSOCIATION
NATIONAL COAL ASSOCIATION
NATIONAL ELECTRICAL MANUFACTURERS ASSOCIATION

J. E. ALDRED, Chairman of the Board, Consolidated Gas, Electric Light & Power
Co. of Baltimore, New York

C. W. APPLETON, Vice President, General Electric Co., New York

THOMAS S. BAKER, President, Carnegie Institute of Technology, Pittsburgh

H. J. BAUER, President, Southern California Edison Co., Ltd., Los Angeles

JAMES B. BLACK, President, Pacific Gas & Electric Co., San Francisco

MRS. EMILY NEWELL BLAIR, Washington

JAMES C. BONBRIGHT, Trustee, Power Authority, State of New York

DR. LYMAN J. BRIGGS, Director, National Bureau of Standards, Washington

FLOYD L. CARLISLE, Chairman of the Board, Consolidated Edison Co., of New York, Inc.

WILBUR J. CARR, Assistant Secretary, Department of State, Washington

STUART CHASE, Economist, New York

BENJAMIN V. COHEN, General Counsel, National Power Policy Committee, Washington

FRANK D. COMERFORD, President, Edison Electric Illuminating Co., Boston

KARL T. COMPTON, President, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge

HUGH L. COOPER, Consulting Engineer, New York

ANDREW W. CRUSE, Chief, Electrical Division, Department of Commerce, Washington

EWIN L. DAVIS, Chairman, Federal Trade Commission, Washington

FREDERIC A. DELANO, Vice Chairman, National Resources Committee, Washington

GANO DUNN, President, J. G. White Engineering Corporation, New York

COL. GLEN E. EDGERTON, Corps of Engineers, U. S. Army, Washington

LOUIS H. EGAN, President, Union Electric Light & Power Co., St. Louis

ROBERT H. FERNALD, Dean, Towne Scientific School, University of Pennsylvania, Philadelphia

A. C. FIELDNER, Chief Engineer, Experiment Station Division, Bureau of Mines, Washington

JOHN W. FINCH, Director, Bureau of Mines, Washington

JOHN T. FLYNN, Economist, New York

FRED J. FREESTONE, Master, New York State Grange, Interlaken, New York

PHILIP G. GOSSLER, President, Columbia Gas & Electric Corporation, New York

DANIEL C. GREEN, President, The Middle West Corporation, Chicago

WILLIAM GREEN, President, American Federation of Labor, Washington

WILLIAM J. HAGENAH, Vice President, Bylesby Engineering & Management Corporation, Chicago

GEORGE M. HARRISON, President, Railway Labor Executives Association, Chicago

ROBERT E. HEALY, Commissioner, Securities & Exchange Commission, Washington

M. H. HEDGES, Director of Research, International Brotherhood of Electrical Workers, Washington

C. F. HIRSHFELD, Chief of Research Department, Detroit Edison Co., Detroit

ROBERT M. HUTCHINS, President, University of Chicago, Chicago

FRANK B. JEWETT, President, Bell Telephone Laboratories, New York

A. E. KENNELLY, Professor, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge

JUDSON KING, Director, National Popular Government League, Washington

CHARLES K. LEITH, Professor, University of Wisconsin, Madison

JOHN L. LEWIS, President, United Mine Workers of America, Washington

DAVID E. LILIENTHAL, Director, Tennessee Valley Authority, Knoxville, Tenn.

MILO R. MALTBY, Chairman, Public Service Commission, Albany, N. Y.

BASIL MANLY, Vice Chairman, Federal Power Commission, Washington

MAJ. GEN. EDWARD M. MARKHAM, Chief of Engineers, U. S. Army, Washington

GUIDO MARX, Professor, Leland Stanford University, Palo Alto, Calif.

WILLIAM McCLELLAN, President, Potomac Electric Power Co., Washington

ARTHUR R. McDONALD, Commissioner, Public Service Commission, Madison, Wis.

JAMES H. MCGRAW, Chairman of the Board, McGraw-Hill Publishing Co., New York

FRANK R. MCNINCH, Chairman, Federal Power Commission, Washington

SAM D. MCREYNOLDS, Chairman, Foreign Affairs Committee, House of Representatives, Washington

DR. ELWOOD MEAD, Commissioner, Bureau of Reclamation, Washington

W. C. MENDENHALL, Director, United States Geological Survey, Washington

CHARLES E. MERRIAM, Professor, University of Chicago, Chicago

R. A. MILLIKAN, Director, Norman Bridge Laboratory of Physics, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.

WESLEY C. MITCHELL, Professor, Columbia University, New York

ARTHUR E. MORGAN, Chairman, Tennessee Valley Authority, Knoxville, Tenn.

I. E. MOULTROP, Consulting Engineer, Belmont, Mass.

T. W. NORCROSS, Chief Engineer, U. S. Forest Service, Washington

GEORGE W. NORRIS, United States Senate, Washington

EDWARD A. O'NEAL, President, American Farm Bureau Federation, Chicago

GEORGE FOSTER PEABODY, Saratoga Springs, N. Y.

KEY PITTMAN, Chairman, Committee on Foreign Relations, U. S. Senate, Washington

SAM RAYBURN, Chairman, Committee on Interstate and Foreign Commerce, House of Representatives, Washington

A. W. ROBERTSON, Chairman of the Board, Westinghouse Electric & Manufacturing Co., New York

MISS JOSEPHINE A. ROCHE, Assistant Secretary of the Treasury, Washington

J. D. ROSS, Commissioner, Securities & Exchange Commission, Washington

L. S. ROWE, Director, Pan American Union, Washington

E. F. SCATTERGOOD, Chief Electrical Engineer and General Manager, Bureau of Power and Light, Los Angeles

THORNDIKE SAVILLE, Professor, New York University, New York

F. A. SILCOX, Forester, U. S. Forest Service, Washington

RICHARD SOUTHGATE, Chief of the Division of Protocol and Conferences, Department of State, Washington

C. E. STEPHENS, Vice President, Westinghouse Electric & Manufacturing Co., New York

CARL D. THOMPSON, Secretary, Public Ownership League of America, Chicago

ELIHU THOMSON, Consulting Engineer, Lynn, Mass.

HENRY M. WAITE, Cincinnati, Ohio

FRANK P. WALSH, Chairman, Power Authority of the State of New York

MISS MARGUERITE M. WELLS, President, National League of Women Voters, Washington

BURTON K. WHEELER, Chairman, Committee on Interstate Commerce, U. S. Senate, Washington

HUGH WHITE, President, Public Service Commission, Montgomery, Ala.

LEON O. WHITSELL, President, Railroad Commission, San Francisco, Calif.

OWEN D. YOUNG, Chairman of the Board, General Electric Co., New York

JOHN E. ZIMMERMANN, Chairman of the Board, United Gas Improvement Co., Philadelphia

Executive Committee

Chairman: MORRIS L. COOKE, Administrator
Rural Electrification Administration, Washington

Secretary: JOEL DAVID WOLFSOHN, Executive Secretary
National Power Policy Committee, Washington

C. W. APPLETON, Vice President, General Electric Co., New York
JAMES C. BONBRIGHT, Trustee, Power Authority, State of New York
FLOYD L. CARLISLE, Chairman of the Board, Consolidated Edison Co. of New York, Inc.
FRANK D. COMERFORD, President, Edison Electric Illuminating Co., Boston
GANO DUNN, President, J. G. White Engineering Corporation, New York
ROBERT H. FERNALD, Dean, Towne Scientific School, University of Pennsylvania, Philadelphia
A. C. FIELDNER, Chief Engineer, Experiment Station Division, Bureau of Mines, Washington
DANIEL C. GREEN, President, The Middle West Corporation, Chicago
DAVID E. LILIENTHAL, Director, Tennessee Valley Authority, Knoxville, Tenn.
WILLIAM McCLELLAN, President, Potomac Electric Power Co., Washington
FRANK R. McNINCH, Chairman, Federal Power Commission, Washington
MAJ. GEN. EDWARD M. MARKHAM, Chief of Engineers, U. S. Army, Washington
O. C. MERRILL, Consulting Engineer, Washington
I. E. MOULTROP, Consulting Engineer, Belmont, Mass.
T. W. NORCROSS, Chief Engineer, U. S. Forest Service, Washington
RICHARD SOUTHGATE, Chief, Division of Protocol and Conferences, Department of State, Washington
C. E. STEPHENS, Vice President, Westinghouse Electric & Manufacturing Co., New York

Subcommittees

Entertainment

Chairman: WILLIAM McCLELLAN

Vice Chairman: RICHARD SOUTHGATE

FRANK D. COMERFORD	GEORGE FOSTER PEABODY
FREDERIC A. DELANO	KEY PITTMAN
WIRT J. FRANKLIN	SAM RAYBURN
ROBERT M. HUTCHINS	A. W. ROBERTSON
GEN. EDWARD M. MARKHAM	BURTON K. WHEELER
SAM D. McREYNOLDS	J. P. WILLIAMS, JR.

Exhibits

Chairman: C. E. STEPHENS

Vice Chairman: BASIL MANLY

Consultant: H. W. DERRY

KARL T. COMPTON	FRANK B. JEWETT
W. J. DONALD	W. C. MENDENHALL
A. C. FIELDNER	WILLIAM McCLELLAN
DANIEL C. GREEN	F. A. SILCOX
C. F. HIRSHFELD	

Finance

Chairman: FLOYD L. CARLISLE

J. E. ALDRED
C. W. APPLETON
FRANK D. COMERFORD
MORRIS L. COOKE

HUGH L. COOPER
GEN. EDWARD M. MARKHAM
C. E. STEPHENS
L. H. EGAN

Hotels and Conference Rooms

Chairman: COL. GLEN E. EDGERTON

Vice Chairman: T. W. NORCROSS

ANDREW W. CRUSE

J. D. WOLFSOHN

Program and Publications

Chairman: FRANK R. MCNINCH

Vice Chairman: O. C. MERRILL

GANO DUNN
LOUIS H. EGAN
ROBERT H. FERNALD
A. C. FIELDNER
RALPH E. FLANDERS
C. F. HIRSHFELD

JOHN L. LEWIS
DAVID E. LILIENTHAL
I. E. MOULTROP
J. D. ROSS
JOHN E. ZIMMERMANN

Publicity

Chairman: JAMES H. MCGRAW

Vice Chairman: O. C. MERRILL

STUART CHASE
ANDREW W. CRUSE
LOUIS H. EGAN
JOHN T. FLYNN

DANIEL C. GREEN
M. H. HEDGES
ARTHUR C. TUTTLE
J. D. WOLFSOHN

Tours

Chairman: T. W. NORCROSS

Vice Chairman: C. W. APPLETON

J. E. ALDRED
R. P. ANDERSON
H. J. BAUER
H. O. CASTER
DAVID E. LILIENTHAL

GEN. EDWARD M. MARKHAM
GEORGE W. NORRIS
J. D. ROSS
RICHARD SOUTHGATE
HUGH WHITE

Entertainment of Ladies

Chairman: MRS. JOHN ALLAN DOUGHERTY, Washington

Vice Chairman: MISS JOSEPHINE A. ROCHE, Washington

Vice Chairman: MRS. HENRY L. DOHERTY, New York

MRS. B. P. ADAMS, Washington

MRS. C. W. APPLETON, New York

MRS. ALLEN BECK, Denver

MRS. EMILY NEWELL BLAIR, Wash-
ington

MRS. JAMES C. BONBRIGHT, New
York

MRS. FLOYD L. CARLISLE, Locust
Valley, L. I.

MRS. F. D. COMERFORD, Framing-
ham Center, Mass.

MRS. CLARK FOREMAN, Washington

MRS. DANIEL C. GREEN, Chicago

MRS. ROSCOE R. HILL, Washington

MRS. DAVID LILIENTHAL, Knoxville,
Tenn.

MRS. FRANK R. MCNINCH, Bethesda,
Md.

MISS MARGARET H. MERRILL, New
York

MRS. T. W. NORCROSS, Chevy Chase,
Md.

MRS. HARLOW S. PERSON, Dobbs
Ferry, N. Y.

MRS. RICHARD SOUTHGATE, Wash-
ington

MISS MARGUERITE T. WATERS, Wash-
ington

MRS. HENRY B. WILKINS, Wash-
ington

MRS. JOEL DAVID WOLFSOHN, Wash-
ington

Staff Officers

Director: O. C. MERRILL

Assistant to Director: MARGUERITE T. WATERS

Administrative: JOEL DAVID WOLFSOHN

Editorial: GEORGE MYRICK, JR.

Exhibits: H. W. DERRY

Interpretation: GREGORIO MÁRQUEZ

Publicity: B. P. ADAMS; A. G. L. TOOMBS, JR.

Director of Tours: MAURICE HOLLAND

Manager Transcontinental Tour: M. T. CHANDLER

Translation: VAHE TINGHIR

Special Representatives

To Europe: DR. H. S. PERSON

To South America: DR. ROSCOE R. HILL

To Mexico, Central America and Cuba: CHARLES K. LUDEWIG

Sessions Officers

General

Supervisor: A. C. JEWETT, Consulting Engineer, Pittsburgh

Consultant: SUMNER B. ELY, Associate Professor of Power Engineering,
Carnegie Institute of Technology

Communication System: CAPT. WILLIAM H. BAYER, Signal Corps, U. S. Army

Secretaries: RUSSELL COOK, G. W. GILSON, LOUIS T. KLAUDER, WILLIAM PHIL-
LIPS, and HAROLD A. SARLE, of the Rural Electrification Administration; and
FREDERIC HAAG, JR., and LOUIS ZANOFF of the Federal Power Commission

Individual Congress Sessions

Question III

Chairman: BO HELLSTRÖM, Sweden, Consulting Engineer, Vattenbyggnadsbyrån

Associate Chairman: JAMES W. RICKEY, Chief Hydraulic Engineer, Aluminum
Company of America, Pittsburgh

General Reporter: J. L. SAVAGE, Chief Designing Engineer, U. S. Bureau of Rec-
lamation, Denver; represented by R. F. BLANKS, U. S. Bureau of Reclamation,
Denver

Question IV

Chairman: COL. HUGH L. COOPER, President, Hugh L. Cooper & Co., Inc.,
New York

Associate Chairman: OTTO HENNINGER, Germany, Regierungsbaurat a. D.,
Direktor Schluchseewerk A. G. und Rheinkraftwerk Albrbruck-Dogern A. G.

General Reporter: RAYMOND E. LAPEAN, Hugh L. Cooper & Co., Inc., New York

Question V

Chairman: AXEL EKWALL, Sweden, Engineer-in-Chief, Royal Board of Water-
falls

Associate Chairman: L. F. HARZA, Consulting Engineer, Chicago

General Reporter: CAPT. T. H. STANLEY, Division of Rivers and Harbors, Corps
of Engineers, U. S. Army

Question VI

Chairman: GLENNON GILBOY, Associate Professor of Soil Mechanics, Massa-
chusetts Institute of Technology

Associate Chairman: RUDOLPH FUHRMANN, Austria, Ministerialrat, Bundesminis-
terium für Land- und Forstwirtschaft

General Reporter: IRVING B. CROSBY, Consulting Geologist, Boston

Question VII

Chairman: BRIG. GEN. G. B. PILLSBURY, Assistant Chief of Engineers, U. S. Army

Associate Chairman: N. G. GEDYE, Great Britain, Consulting Civil Engineer

General Reporter: WILLIAM P. CREAGER, Consulting Hydraulic Engineer, Buffalo,
New York

New York City Committee

Chairman: ELY C. HUTCHINSON, Alco Products, Inc.

Reception: ROBERT M. GATES, Vice President, Combustion Engineering Co., Inc.

Transportation: E. C. M. STAHL, Operating Superintendent, Brooklyn Edison Co.

Hotels and Local Services: CLARENCE L. LAW, Executive Assistant to President, New York Edison Co.

Headquarters and Registration: JOHN H. LAWRENCE, Engineer for the Receiver, Interboro Rapid Transit Co.

New York Technical Tours: O. B. BLACKWELL, Vice President, Bell Telephone Laboratories

Women's Activities

Honorary Chairman: DR. LILLIAN M. GILBRETH, Consulting Engineer

Chairman: MRS. ROY V. WRIGHT

Executive Chairman: MRS. GEORGE W. FARNY

J. E. ALDRED, Chairman of the Board, Consolidated Gas, Electric Light & Power Co., Baltimore

J. P. ALFORD, Editor, Ronald Press

ELMER F. ANDREWS, Industrial Commissioner, State of New York

C. W. APPLETON, Vice Pres., General Electric Co.

FREDERIC ATTWOOD, Vice Pres., Ohio Brass Co.

J. W. BARKER, Dean, School of Engineering, Columbia University

DANA D. BARNUM, President, Boston Consolidated Gas Co.

WILLIAM L. BATT, President, S. K. F. Industries

JAMES C. BONBRIGHT, Trustee, Power Authority of the State of New York

GEORGE L. BOURNE, Chairman of the Board, Combustion Engineering Co., Inc.

HON. P. J. BOYLAN, N. Y. State Commissioner of Transportation

FLOYD L. CARLISLE, Chairman of the Board, Consolidated Edison Co. of New York, Inc.

H. P. CHARLESWORTH, Assistant Chief Engineer, American Telephone & Telegraph Co.

STUART CHASE, Economist

HUGH L. COOPER, Consulting Engineer

DR. H. N. DAVIS, President, Stevens Institute of Technology

WILLIAM C. DICKERMAN, President, American Locomotive Co.

GANO DUNN, Pres., J. G. White Engineering Corp.

HARRY M. DURNING, Collector of Customs, Port of New York

ROBERT H. FERNALD, Dean, Towne Scientific School, University of Pennsylvania

JAMES F. FOGARTY, Pres., The North American Co.

FRANKLIN DER. FURMAN, Dean, Stevens Institute of Technology

DR. LILLIAN M. GILBRETH, Consulting Engineer

C. E. GROESBECK, Chairman of the Board, Electric Bond & Share Co.

MAURICE HOLLAND, Director of Engineering, National Research Council

HARRY A. HOFF, Managing Partner, Hopf, Kent, Willard & Co.

DR. D. S. JACOBUS, Advisory Engineer, The Babcock & Wilcox Co.

DR. F. B. JEWETT, President, Bell Telephone Laboratories

CHARLES W. KELLOGG, Chairman of the Board, Engineers Public Service Co.

G. L. KNIGHT, Vice Pres., Brooklyn Edison Co.

F. H. LA GUARDIA, Mayor, New York City

JOHN M. LOVEJOY, President, Seaboard Oil Co.

A. M. MACCUTCHEON, Vice President, Reliance Electric & Engineering Co.

MIL0 R. MALTBY, Chairman, Public Service Commission of the State of New York

THOMAS N. MCCARTER, President, Public Service Corp. of New Jersey

DR. DANIEL W. MEAD, Consulting Engineer, Professor Emeritus, University of Wisconsin

WESLEY C. MITCHELL, Economist

GEORGE O. MUHLFELD, Pres., Stone & Webster Co.

MALCOLM MUIR, Director, McGraw-Hill Publishing Co.

W. W. NICHOLS, Assistant to President, Allis-Chalmers Mfg. Co.

GEORGE O. ORROK, Consulting Engineer

DR. HARLOW S. PERSON, Consulting Economist, Rural Electrification Administration

HOWARD A. POLLON, Pres., Research Corporation

R. I. REES, Vice President, International Telephone & Telegraph Co.

JOHN C. RIEDEL, Deputy Chief Engineer, Board of Estimate & Apportionment, City New York

THORNDIKE SAVILLE, Dean of Engineering, New York University

A. H. SCHOELLKOPF, Chairman of the Board, New York Power & Light Corp.

DR. C. H. SHARP, Technical Consultant in Electricity and Light

FRANK W. SMITH, President, Consolidated Edison Co. of New York, Inc.

GEORGE SOULE, Editor, The New Republic

C. E. STEPHENS, Vice President, Westinghouse Electric & Mfg. Co.

ORDWAY TEAD, Editor, Harper & Brothers

ARTHUR S. TUTTLE, N. Y. State Engineer Federal Emergency Administration of Public Works

MISS MARY VAN KLECK, Director of Industrial Studies, Russell Sage Foundation

B. F. WEADOCK, Vice President and Managing Director, Edison Electric Institute

ROY V. WRIGHT, Vice President and Secretary, Simmons-Boardman Publishing Co.

MRS. ROY V. WRIGHT

Coordinating Committee Study Tours and Round-Table Discussions

Members and Organizations Which They Represented

Chairman: MAURICE HOLLAND, The National Research Council
Executive Secretary: C. F. MERRIAM, Pennsylvania Water and Power Co.

- | | |
|---|---|
| E. H. BARLOW, Chief Engineer, Standard Oil Dev. Co., American Petroleum Institute | G. B. GOULD, President, Fuel Eng. Co. of New York, American Institute of Mining & Metallurgical Engineers |
| H. S. BENNION, Assistant Managing Director, Edison Electric Institute | E. C. HUTCHINSON, Alco Products, Inc., New York City Committee |
| A. D. BLAKE, Editor "Combustion", American Society of Mechanical Engineers | L. W. W. MORROW, Editor, "Electrical World", American Institute of Electrical Engineers |
| HARTE COOKE, Engineer, American Locomotive Co., Diesel Engine Manufacturers Association | M. R. SCHARFF, Consulting Engineer, American Institute of Consulting Engineers |
| J. W. DOOLITTLE, Chairman, Power Division, American Society of Civil Engineers | L. W. WALLACE, Director, Equipment Research, Association of American Railroads |
| C. W. FARRIER, Assistant Coordinator, Tennessee Valley Authority | L. E. YOUNG, Vice President, Pittsburgh Coal Co., National Coal Association |
| ALEXANDER FORWARD, Managing Director, American Gas Association | |

Local Committees—Study Tour II

Boston

Chairman: VANNEVAR BUSH, Vice President and Dean of Engineering, Massachusetts Institute of Technology

Vice Chairman: IRVING E. MOULTROP, Chief Engineer (retired), Edison Electric Illuminating Co.

Secretary: C. E. TUCKER, Associate Professor of Electrical Engineering, Massachusetts Institute of Technology

- | | |
|--|--|
| COMFORT A. ADAMS, Gordon McKay Professor of Electrical Engineering, Harvard University | GLENNON GILBOY, Associate Professor of Soil Mechanics, Massachusetts Institute of Technology |
| CHARLES M. ALLEN, Professor of Hydraulic Engineering, Worcester Polytechnic Institute | DUGALD C. JACKSON, Professor Emeritus, Massachusetts Institute of Technology |
| HUGH J. CASEY, Captain, Corps of Engineers, U. S. Army, Assistant to District Engineer, Boston | ALEXANDER MACOMBER, Macomber & West |
| FRANK D. COMERFORD, President, Edison Electric Illuminating Co. | CHARLES T. MAIN, Consulting Engineer |
| KARL T. COMPTON, President, Massachusetts Institute of Technology | ARTHUR E. POPE, President, New England Power Association |
| HARRISON P. EDDY, Consulting Sanitary Engineer | ARTHUR T. SAFFORD, Consulting Hydraulic Engineer |
| | ELIOT WADSWORTH, President, Boston Chamber of Commerce |

Canada

For Canadian Committee which entertained members of Post-Conference Tour II, in connection with Transcontinental Tour, see p. 102.

Knoxville

Chairman: C. W. FARRIER, Asst. Coordinator, Tennessee Valley Authority

Secretary: GEORGE VIAULT, Regional Coordinator, T. V. A.

- | | |
|---|---|
| M. L. EVANS, Chief Electrical Engineer, T. V. A. | O. P. YOUNG, Superintendent of Operations, Tennessee Public Service Co. |
| A. D. HUDDLESTON, Regional Manager, The Aluminum Company of America | |

NOTE.—This committee served also for the Transcontinental Tour.

Niagara Falls

Chairman: DR. NORMAN R. GIBSON, Vice President, Buffalo Niagara & Eastern Power Corporation
Vice Chairman: THOMAS H. HOGG, Chief Engineer, Hydro-Electric Power Commission of Ontario, Canada

EDWARD J. BARCALO, Barcalo Mfg. Co.
J. CLARKE CASSIDY, Manager, Niagara Alkali Co.
FRED J. COE, President, Power City Trust Co.
COL. HIRAM COOPER, Commandant, Fort Niagara
ALLISON C. DEUEL, Niagara Falls Gazette Publishing Co.
COL. WILLIAM KELLY, President, Buffalo Niagara & Eastern Power Corp.
HENRY P. KIRCHNER, Works Manager, The Carborundum Co.
F. A. LIDBURY, President, Oldbury Electro-Chemical Co.
HORACE L. MANN, President, Buffalo General Electric Co.
JOSEPH E. MONTAGUE, Chairman, Board of Directors, Niagara Electric Service Corp.

HARRY L. NOYES, Chief Engineer, Union Carbide Co.
ALEX D. ROBB, Vice President, Buffalo Niagara & Eastern Power Co.
DR. EDWARD A. RYKENBOER, General Manager, Roessler & Hasslacher Unit of E. I. DuPont de Nemours & Co.
EDWIN J. SCHWANHAUSSER, Manager, Buffalo Works, Worthington Pump & Machinery Corp.
J. LESLIE SENSENBRENNER, Manager, Niagara Falls Works, Kimberly Clark Corp.
GEORGE J. SUMMERS, Commissioner of Public Works, City of Buffalo
FRANK J. TONE, President, The Carborundum Co.
BERNARD J. YUNGBLUTH, President, International Railway Co.

NOTE.—This committee served also for the Transcontinental Tour.

Pittsburgh

Chairman: JAMES W. RICEY, Chief Hydraulic Engineer, Aluminum Company of America

H. K. BRECKENRIDGE, Public Relations Department, West Penn Power Co.
H. S. COLEMAN, Assistant Director, Mellon Institute of Industrial Research
E. J. EGAN, Vice President, Manufacturers Light and Heat Co.
D. B. HOBBS, Aluminum Company of America
I. LAMONT HUGHES, President, Engineers Society of Western Pennsylvania
MARK S. JAMES, Secretary-Manager, Pittsburgh Commission for Industrial Expansion, Chamber of Commerce
H. B. LAUFMAN, Director of Public Relations, H. J. Heinz Co.
R. M. McCUTCHEN, Captain, Corps of Engineers, U. S. Army

CHRISTY PAYNE, JR., Peoples Natural Gas Co.
C. A. POWEL, Central Station Engineering Department, Westinghouse Electric & Manufacturing Co.
F. F. SCHAUER, Vice President, Equitable Gas Co.
E. C. STONE, Assistant to the President, Philadelphia Co.
FRANK THORNTON, JR., Engineering Manager, Association Activities, Westinghouse Electric & Manufacturing Co.
K. F. TRESCHOW, Secretary, Engineers Society of Western Pennsylvania
JOHN B. WRIGHT, Assistant Vice President, Westinghouse Air Brake Co.
DR. LEWIS E. YOUNG, Vice President, Pittsburgh Coal Co.

Zanesville

JOSEPH D. ARTHUR, Jr., Lieutenant Colonel, Corps of Engineers, U. S. Army, District Engineer, Zanesville, Ohio

Local Committees—Transcontinental Tour

Canada

All activities in Canada were in charge of the National Canadian Committee of the World Power Conference, the members of which were the following:

Chairman: CHARLES CAMSELL, Deputy Minister of Mines

Secretary: N. MARR, Chief Hydraulic Engineer, Dominion Water Power and Hydrometric Bureau
J. B. CHALLIES, The Shawinigan Water & Power Co.
R. H. COATS, Dominion Statistician
R. J. DURLEY, General Secretary, The Engineering Institute of Canada
G. GORDON GALE, President, Gatineau Power Co.
T. H. HOGG, Chief Hydraulic Engineer, Hydro-Electric Power Commission of Ontario
J. T. JOHNSON, Director, Dominion Water Power and Hydrometric Bureau
O. O. LEFEBVRE, Vice President, Quebec Electricity Commission
Maj.-Gen. A. G. L. McNAUGHTON, President, National Research Council
JOHN MURPHY, Electrical Engineer, Department of Railways and Canals

NOTE.—This committee likewise entertained the members of Post-Conference Tour II.

Niagara Falls

See Niagara Falls Committee, Study Tours page 102.

Chicago

Chairman: L. W. WALLACE, Director of Equipment Research, Association of American Railroads

Vice Chairman: H. B. GEAR, Vice President, Commonwealth Edison Co.

Secretary: K. W. MILLER, Commonwealth Edison Co.

W. L. ABBOTT, Chief Engineer (retired), Commonwealth Edison Co.
ALEX D. BAILEY, Chief Operating Engineer, Commonwealth Edison Co.
H. C. CROY, Assistant to Vice President, Commonwealth Edison Co.
D. C. CURTIS, President, Western Railway Club
H. W. EALES, Byllesby Engineering and Management Corp.
F. B. ERNST, Vice President, American Steel Foundries
EDWARD GILROY, Operating Assistant to the President, Chicago District Electric Generating Corporation
D. C. GREEN, President, The Middle West Corporation
A. E. GRUNERT, Superintendent, Generating Stations, Commonwealth Edison Co.
F. G. GURLEY, Assistant to Vice President, Chicago, Burlington & Quincy R. R.
W. J. HAGENAH, Vice President, Byllesby Engineering & Management Corp.
J. L. HECHT, Vice President, Public Service Co. of Northern Illinois
C. J. HEJDA, Engineer, Testing Department, Commonwealth Edison Co.
A. K. HOHMYER, Assistant Western Manager, Westinghouse Air Brake Co.

G. H. JONES, Manager, Power Sales, Commonwealth Edison Co.
F. H. LANE, Vice President, Byllesby Engineering & Management Corp.
CHARLES LAYNG, Transportation Editor, Railway Age
L. E. MANLEY, Vice President, Chicago District Electric Generating Corp.
CHARLES E. MERRIAM, Chairman, Department of Political Science, University of Chicago
EDWARD A. O'NEAL, President, American Farm Bureau Federation
C. T. RIPLEY, Chief Mechanical Engineer, Atchison, Topeka and Santa Fe Railway
JOHN H. RODGER, Executive Vice President, Oxweld Railroad Service Co.
N. A. ROLLINS, Plant Installation Engineer, Commonwealth Edison Co.
W. F. SRMS, Chief Electrical Engineer, Commonwealth Edison Co.
E. W. TEST, Assistant to President, Pullman-Standard Car Manufacturing Co.
HARRY A. WHEELER, President, Railway Business Association
W. H. WINTERROWD, Vice President, Franklin Railway Supply Co.

Fort Peck

THOMAS B. LARKIN, Lieutenant Colonel, Corps of Engineers, U. S. Army,
in charge Fort Peck Project

State of Washington

Chairman: E. F. BANKER, Director of Conservation and Development, State of Washington

FRANK B. BANKS, Construction Engineer, Grand Coulee Dam
E. H. COLLINS, Washington Water Power Co.
S. P. MCFADDEN, Vice President, Puget Sound Power & Light Co.
W. H. McGRATH, Executive Vice President, Puget Sound Power & Light Co.
FRANK McLAUGHLIN, President, Puget Sound Power & Light Co.

F. D. POST, President, Washington Water Power Co.
W. P. ROMANS, Secretary, Columbia Basin Committee, Spokane Chamber of Commerce
J. D. ROSS, Member Securities and Exchange Commission
F. J. SCHAAF, Director, Department of Public Service, State of Washington

Grand Coulee

Chairman: W. M. CLAPP, Chairman, Ephrata Chamber of Commerce

Secretary: W. P. ROMANS, Spokane Chamber of Commerce

F. B. BANKS, Construction Engineer, U. S. Bureau of Reclamation in charge Grand Coulee Project
S. A. MASON, Mason & Hanger Co., Inc.

W. G. MATTHEWS, Ephrata Chamber of Commerce
F. D. POST, President, Washington Water Power Co.

Rock Island

FRANK McLAUGHLIN, President, Puget Sound
Power & Light Co.

S. P. McFADDEN, Vice President, Puget Sound
Power & Light Co.

Seattle

Chairman: J. D. ROSS, Member, Securities and Exchange Commission

E. W. KEMOE, City Light Department

F. J. SCHAAF, Director, Department of Public
Service of the State of Washington

Portland

Chairman: H. F. CORBETT, President, Portland Chamber of Commerce

E. E. BARNES, Captain, Corps of Engineers, U. S.
Army, Bonneville Project

COMMISSIONER O. R. BEAN, Member, Portland
City Council

GEORGE P. BERKEY, Crown Willamette Paper
Co.

F. T. GRIFFITH, President, Portland General Elec-
tric Co.

T. J. MAHONEY, Member, Portland Commission
of Public Docks

P. B. MCKEE, President, Portland Gas & Coke
Co.

L. T. MERWIN, President, Northwestern Electric
Co.

COLBY M. MYERS, Captain, Corps of Engineers,
U. S. Army, Bonneville Project

L. C. NEWLANDS, President, Oregon Portland
Cement Co.

E. F. PEARSON, Engineer, Northwestern Electric
Co.

J. H. POLHEMUS, Manager of the Port of Portland
M. F. ROBISON, Manager, Conventions and Hos-
pitality Department, Portland Chamber of
Commerce

LEWIS T. ROSS, Captain, Corps of Engineers, U. S.
Army, Military Assistant to Col. Robins.

H. H. SCHOOLFELD, Chief Engineer, Pacific
Power & Light Co.

CHARLES F. WILLIAMS, Lieutenant Colonel, Corps
of Engineers, U. S. Army, District Engineer,
Portland

State of California

Chairman: FRED B. LEWIS, Vice President and General Manager, Southern California
Edison Co., Ltd., Los Angeles

ROY ALVORD, President, San Francisco Chamber
of Commerce

ALFRED CLEARY, City Administrator, City of
San Francisco

LELAND W. CUTLER, President, San Francisco
Bay Exposition

R. L. McCOURT, President, Los Angeles Chamber
of Commerce

CHARLES PURCELL, Chief Engineer, California
Highway Commission and San Francisco-Oak-
land Bridge

JAMES REID, Manager, Golden Gate Bridge Com-
mission

A. EMERY WISHON, Vice President, Pacific Gas &
Electric Co.

San Francisco

Chairman: A. E. WISHON, Vice President, Pacific Gas & Electric Co.

ROY ALVORD, President, San Francisco Chamber
of Commerce

J. B. BLACK, President, Pacific Gas & Electric Co.

ALFRED CLEARY, City Administrator, City of San
Francisco

L. W. CUTLER, President, San Francisco Bay
Exposition

A. H. MARKWART, Vice President, Pacific Gas &
Electric Co.

CHARLES PURCELL, Chief Engineer California
Highway Commission and San Francisco-Oak-
land Bridge

JAMES REID, Manager, Golden Gate Bridge Com-
mission

Los Angeles

Chairman: FRED B. LEWIS, Vice President and General Manager, Southern California Edison Co., Ltd.

Secretary: GORDON L. SUTTER, Los Angeles Chamber of Commerce

ADDISON B. DAY, President, Los Angeles Gas & Electric Corporation

S. E. GATES, Director and Chairman, Manufacturers and Industries Committee, Los Angeles Chamber of Commerce

R. G. KENYON, Advertising Manager, Southern California Edison Co.

R. L. McCOURT, President, Los Angeles Chamber of Commerce

WILLIAM MOELLER, Vice President, Southern California Gas Co.

E. F. SCATTERGOOD, Chief Electrical Engineer and General Manager, Bureau of Power and Light

F. S. WADE, President, Southern Counties Gas Co.

E. F. WEYMOUTH, General Manager and Chief Engineer, Metropolitan Water District

Boulder Dam

RALPH LOWRY, Construction Engineer, U. S. Bureau of Reclamation

Knoxville

See Knoxville Committee, Study Tours, p. 101.

Official Delegates

Algeria

GEORGES DROUHIN (G, CIGB),* Ingénieur chargé des grands travaux hydrauliques du département d'Oran, Oran

PIERRE RENAUD (G, CIGB), Ingénieur en chef du Gouvernement Général de l'Algérie; Directeur du Port d'Alger, Alger

MARCEL WECKEL (G, CIGB), Adjoint au Directeur des Travaux Publics, des Chemins de Fer et des Mines au Gouvernement Général de l'Algérie, Alger

Argentine Republic

RODOLFO E. BALLESTER (G), Profesor de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Buenos Aires, Buenos Aires

RICARDO J. GUTIÉRREZ (G), Brown Boveri & Cía, Compañía Sudamérica de Electricidad, Buenos Aires

JUAN JOSÉ MUNDIN SCHAFFTER, writer, Buenos Aires

ADOLFO NIEBUHR (G), Ingeniero Consultor, Buenos Aires

ANDRÉS ROZLOSNIK (G), Jefe de Minera y Geología, Yacimientos Petrolíferos Fiscales, Buenos Aires

Australia

DR. H. HERMAN (G), Engineer in Charge of Briquetting and Research, State Electricity Commission of Victoria, Melbourne

Austria

ING. KARL AUGUSTIN, Ingenieur und Direktor, Steirische Wasserkraft- und Elektrizitäts-A. G., Graz

ING. RUDOLF FUHRMANN (G), Ministerialrat, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Wien

BAURAT, H. C., ING. LUDWIG KALLIR, Mitglied des Direktionsrates der A. E. G.-Union Elektrizitätsgesellschaft, Wien

DOZENT ING. KARL NAEHR (G), Ministerialrat, Bundesministerium für Handel und Verkehr, Wien

DR. JUR. ANTON RIEHL (G), Ministerialrat, Bundesministerium für Handel und Verkehr, Wien

DIPL. ING. ERNST SCHOBERT, Generaldirektor, Städt. Gas- und Elektrizitätswerke, Graz

*NOTE.—G=Government Delegate

CIGB= Delegate to Second Congress on Large Dams only

Except when otherwise specifically indicated, all persons listed were delegates to the Third World Power Conference, and, generally, to the Second Congress on Large Dams also.

Belgium

- PROF. L. H. BAEKELAND (G), Docteur honoris causa, Université de Bruxelles, Bruxelles
- MICHEL DEUTSCH, Directeur des Recherches Commerciales et d'Exploitations Électriques de la Société Financière des Transports et d'Entreprises Industrielles ("Sofina"), Bruxelles
- MAX HORN, Commissaire du Gouvernement Belge, Directeur de "Sofina", Bruxelles.
- AUGUST SERRUYS (G), Ingénieur-en-chef et Directeur de l'Office Centrale de l'Électricité au Ministère des Travaux Publics, Bruxelles
- ÉMILE UYTBORCK (G), Directeur Général de l'Union des Exploitations Électriques, Bruxelles
- LEO VAN WETTER (G), Directeur Général des Voies Fluviales de l'État au Ministère des Travaux Publics, Bruxelles

Brazil

- JOÃO MARQUES DOS REIS (G), Minister of Communications and Public Works, Rio de Janeiro
- ANTONIO JOSÉ ALVES DE SOUSA (G), Director, Federal Water Service, Rio de Janeiro
- F. SATURNIO DE BRITO FILHO, Engineer, Rio de Janeiro
- MEGALVIO DA SILVA RODRIGUES (G), Assistant Chief of Irrigation, Reforestation and Colonization Service, Rio de Janeiro

Bulgaria

- J. P. DOYCHEFF (G), Press Secretary, Bulgarian Legation, Washington, D. C.
- DIPL. ING. DIMITRI MAMARCHEV, Electrical Engineer, Sofia

Canada

- CHARLES CAMSELL (G), Deputy Minister of Mines, Ottawa
- J. B. CHALLIES (G), Manager, Water Resources Department, The Shawinigan Water and Power Co., Montreal
- E. A. CLEVELAND (G), Chief Commissioner, Greater Vancouver Water District, Vancouver
- G. GORDON GALE (G), President, Gatineau Power Company, Ottawa
- THOMAS H. HOGG (G), Chief Hydraulic Engineer, Hydro-Electric Power Commission of Ontario, Toronto
- JOHN T. JOHNSTON (G), Director and Chief Engineer, Dominion Water Power and Hydrometric Bureau, Department of the Interior, Ottawa
- OLIVIER O. LEFEBVRE (G), Vice Chairman, Quebec Electricity Commission, Montreal
- A. S. MACMILLAN (G), Minister of Highways for Province of Nova Scotia; Chairman, Nova Scotia Power Commission, Halifax

JOHN MURPHY (G), Electrical Engineer, Department of Railways and Canals,
Ottawa

JULIAN C. SMITH (G), President, The Shawinigan Water and Power Company,
Montreal

Chile

RICARDO FENNER (G), Ingeniero, Departamento de Minas y Petróleo, Santiago

ALBERTO GRADO (G), Ingeniero Jefe de Construcción del Departamento de Irrigación, Santiago

CARLOS HOERNING (G), Profesor, Escuela de Ingeniería de la Universidad de Chile, Santiago

VICENTE IZQUIERDO (G), Presidente, Fábrica de Papeles y Cartones, Santiago

MANUEL TRUCCO (G), Embajador de Chile, Washington, D. C.

China

CHONG HEE CHEN (G), Commissioner of Electric Utility Regulation Board and Head of Electrical Testing Laboratory, National Construction Commission, Nanking

Colombia

H. S. FOLEY (G), Ingeniero, Gerente de la Compañía Colombiana de Electricidad, Barranquilla

JULIO GARZÓN NIETO (G), Ingeniero, Jefe de la Oficina de Longitudes del Ministerio de Relaciones Exteriores, Bogotá

JAIIME SAMPER (G), Ingeniero, Gerente de las Empresas Unidas de Energía Eléctrica, Bogotá

Costa Rica

JUAN JOSÉ BOLAÑOS (G), Ingeniero Municipal, San José

Cuba

RAFAEL GARCÍA BANGO (G), Ingeniero Civil y Arquitecto, Havana

RICARDO J. MOREYRA (G), Ingeniero Civil y Arquitecto, Havana

MIGUEL VILLA (G), Profesor, Escuela de Ingeniería de la Universidad de Havana, Havana

Czechoslovakia

OTAKAR KABELÁČ (G), Chargé d'Affaires ad interim of Czechoslovakia, Washington, D. C.

ING. JAN KOBZA, Counselor, Ministry of Public Works, Praha

ING. EMANUEL ŘEHÁK (CIGB), Civil Engineer and Contractor, Lanna, Praha

Danzig Free City

DR.-ING. WALTER SEIZ (G), Professor an der Technischen Hochschule, Danzig

Denmark

- DR. TECH. H. C. H. H. BLACHE (G), Consulting Engineer, Burmeister & Wain, Ltd., Copenhagen
- AUGUSTUS N. O. ENGBO, Civil Engineer, Aktieselskabet Titan Maskinsfabrik & Elektricitetsvaerk, Copenhagen
- V. FAABORG-ANDERSEN (G), General Secretary, Royal Danish Electricity Council, Copenhagen
- G. E. HARTZ (G), Director, Federation of Danish Industries, Copenhagen

Dominican Republic

- EMILIO GARCIA GODOY (G), First Secretary of the Dominican Legation, Washington, D. C.

Ecuador

- ING. LUIS A. BUENDÍA (G), Ingeniero Civil Consultor, New York, N. Y.
- ING. C. A. HIDALGO ZAMBRANO (G), Guayaquil
- HENRY W. HOPE (G), Ingeniero Eléctrico, La Eléctrica de Quito, New York, N. Y.
- DR. EDUARDO SALAZAR (G), Consejero Financiero de la Embajada del Ecuador, Washington, D. C.
- FOREST DE LA ROSE YODER (G), Mecánico Industrial, Compañía de Cerveza Nacional, Guayaquil

El Salvador

- HUGO A. MENEGHELLI (G), Ingeniero Civil y Eléctrico, San Salvador

Finland

- DR. HUGO MALMI (C), General Director, Imatran Voima Osakeyhtiö, Helsinki

France

- HENRI FREDET, Vice-président de la Chambre Syndicale des Forces Hydrauliques, Paris
- ARMAND GALLIOT (G), Directeur des Mines au Ministère des Travaux Publics, Paris
- PIERRE LAUNAY (G), Directeur des Forces Hydrauliques et des Distributions d'Énergie Électrique au Ministère des Travaux Publics, Paris
- PIERRE LION, Ingénieur au Corps des Mines, Paris
- CHARLES MALEGARIE, Administrateur Délégué et Directeur Général de la Cie Parisienne de Distribution d'Électricité, Paris
- ERNEST MERCIER, Président du Conseil d'Administration de l'Union d'Électricité; Président de la Cie Française des Pétroles, Paris
- LÉON PERRIER (G), Sénateur, Président du Conseil Supérieur de l'Électricité, Paris
- EDMOND ROUX, Délégué Général du Syndicat des Producteurs et Distributeurs d'Énergie Électrique, Paris
- JACQUES THIBAUT (G), Ingénieur à la Direction des Mines au Ministère des Travaux Publics, Paris

Germany

- DR.-ING. JULIUS DORPMÜLLER (G), Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn, Berlin
- RITTER FRANZ VON EPP (G), Reichsstatthalter von Bayern, München
- HERMANN GIESS (G), Ministerialdirektor, Reichspostministerium, Berlin
- DIREKTOR CARL KRECKE (G), Leiter der Reichsgruppe Energiewirtschaft, Mitglied des Vorstands der Berliner Kraft- und Licht- A. G., Berlin
- PROF. DR.-ING. E. H. DR. PHIL. H. C. CONRAD MATSCHOSS (G), Direktor des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin
- DR. MELCHINGER (G), Vertreter des Reichs- und Preussischen Wirtschaftsministeriums, Berlin
- DIPL.-ING. F. ZUR NEDDEN, Direktor des Deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern, Berlin
- DR.-ING. KARL RISSMÜLLER (G), Direktor, Vorstandsmitglied der Siemens-Schuckert Werke A. G., Berlin
- PROF. DR.-ING. OTTO SCHÖNE (G), Ordentlicher Professor an der Technischen Hochschule, Berlin
- DR.-ING. HEINRICH SCHULT (G), Vorsitzender des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin
- GENERALDIREKTOR, LANDRAT A. D. WILHELM TENGELMANN (G), Bergwerksgesellschaft Hibernia A. G., Herne, Westfalen
- DIPL.-ING. WILHELM ZSCHINTZSCH (G), Leiter der Wirtschaftsgruppe Elektrizitätsversorgung, Berlin

Great Britain

- THE RIGHT HONOURABLE VISCOUNT FALMOUTH (G), Vice President, Conjoint Conference of Public Utility Associations, London
- NICHOLAS G. GEDYE (G), O. B. E., Consulting Civil Engineer, London
- T. HARDIE (G), Director and formerly Chief Engineer, Gas Light & Coke Co., London
- J. M. KENNEDY (G), O. B. E., Chief Technical Commissioner, Electricity Commission, London
- DR. F. M. LEA (G), Research Chemist, Building Research Station, Department of Scientific and Industrial Research, Garston Watford, Herts
- CHARLES H. MERZ (G), D. Sc., Consulting Engineer, London
- SIR ARCHIBALD PAGE (G), Chairman, Central Electricity Board, London
- C. RODGERS (G), O. B. E., Deputy Director, British Electrical & Allied Manufacturers' Association, London
- DR. F. S. SINNATT (G), C. B., M. B. E., Director of Fuel Research, Department of Scientific and Industrial Research, London
- ERNEST T. WILLIAMS (G), O. B. E., Assistant Director of Electrical Engineering, Admiralty, London

Greece

- GEORGE HALKIOPULOS (G), C. E., Director, Technical Chamber of Greece
- CONSTANTIN CHRISTOPULOS (G), Director of Development of Irrigation Works in Peloponnesus, Berkeley, California

Guatemala

LUIS SCHLESINGER CARRERA (G), Ingeniero Civil, Guatemala

Haiti

CHARLES FÉQUIÈRE (G), Ingénieur Civil, Directeur des Ateliers, Magasins et Transports, Port-au-Prince

Honduras

JULIO LOZANO (G), Ministro de Honduras a los Estados Unidos, Washington, D. C.

Hungary

DR. ING. ERNÖ HAIDEGGER, Manager, Association of Hungarian Electrical Works, Budapest

ISTVÁN PÉTERY (G), Sectional Counselor, Royal Hungarian Ministry of Industry, Budapest

PROF. LÁSZLÓ DE VEREBÉLY (G), Professor of Electric Power Engineering, Royal Hungarian University for Technical and Economic Sciences, Budapest

India

FREDERICK C. GRIFFIN (G), Chief Engineer, Public Health Department, Government of Bengal, Calcutta

Irish Free State

R. F. BROWNE (G), Chairman, Electricity Supply Board, Dublin

T. A. McLAUGHLIN (G), Member, Electricity Supply Board, Dublin

Italy

ING. GIUSEPPE CENZATO (G), Vice President, National Fascist Union of the Electrical Industry, Naples

DR. ANNIBALE PALLUCCHINI (G, CIGB), Chief Inspector and Member, Superior Council of Public Works, Rome

PROF. DR. ALBINO PASINI (G), President, Fascist Federation of Municipal Industrial Enterprises, Rome

PROF. DR. ETTORE SCIMEMI (CIGB), Professor of Hydraulics, Padova University, Padova

DOTT. ING. PROF. MARCO SEMENZA, Consulting Engineer and Professor of Electric Traction, Royal Polytechnical School, Turin

PROF. DOCT. GIANCARLO VALLAURI (G), Director and Professor of Electro-technics, Royal Institute of Engineering, Turin

Japan

- MAJOR EIJIRO ENDO (G), Dr. Eng., Army Aviation Technical Institute, Tokyo
EISHIRO FUKAWO (G), Engineer, Bureau of Electricity, Department of Communications, Tokyo
EIICHIRO ISHII (G), Director and Chief Civil Engineer, Nippon Electric Power Co., Ltd., Kyoto
MAKIJIRO ITO (G), Civil Engineer, Bureau of Electricity, Department of Communications, Tokyo
DR. MASAWO KAMO (G), Professor, Tokyo Imperial University, Tokyo
KIICHI KAWAI (G), Civil Engineer, Japanese Government Railways, Tokyo
MOTOKI ONO (G), Director, Construction Bureau of Ogochi Dam, Municipality of Tokyo
DR. YOSHIKIYO OSHIMA (G), Professor, Engineering Faculty, Tokyo Imperial University, Tokyo
SAKAE SUGIYAMA (G), Vice President, Yahagi Electric Power Co., Tokyo
HIROMITSU YANAGIHARA (G), Eng. Capt., Imperial Japanese Navy, Inspector-in-Chief, Naval Inspector's Office, New York City

Latvia

- DR. ALFRED BILMANIS (G), Latvian Minister to the United States, Washington, D. C.

Lithuania

- JURGIS ČIURLYS (G), Engineer, General Director of Lithuanian State Railways; Chairman, National Committee of Energy, Kaunas
PROF. ENG. STEPONAS KOLUPAILA (G), Professor of Hydrology, Technical Faculty of the University at Kaunas, Kaunas

Luxemburg

- CORNELIUS JACOBY (G), Consul of Luxemburg at Washington, Washington, D. C.

Mexico

- ING. JOSÉ COLOMO (G), Subjefe del Departamento de Petróleo de la Secretaría de la Economía Nacional, México, D. F.
J. GONZALES REYNA (G), Ingeniero de la Secretaría de la Economía Nacional, México, D. F.
ADOLFO ORIVE ALBA (G), Director e Ingeniero en Jefe del Proyecto de Irrigación de la Presa Rodríguez, Tijuana, Baja California
JOSÉ PULIDO ORTIZ (G), Ingeniero de la Comisión Nacional de Irrigación, México, D. F.

Netherlands

- IR. GERARD J. TH. BAKKER (G), Managing Director, the Hague Municipal Electricity Works, the Hague
- IR. WOUTER COOL (G), General Secretary and Member of the Board, Netherlands Royal Institute of Engineers, the Hague
- PROF. DR. IR. F. K. TH. VAN ITERSOM (G), Director of the State Mines in Limburg, Heerlen

Netherlands East Indies

- IR. WOUTER COOL (G), General Secretary and Member of the Board, Netherlands Royal Institute of Engineers, the Hague

New Zealand

- RANALD J. HARVEY (G), Consulting Engineer to the Government of New Zealand, London, England

Norway

- KARL BAALSRUD (G), Chief Engineer, Watercourse and Electricity Department of Norway, Oslo
- HJALMAR JOHANSEN, President, A/S Norsk Staal, Oslo
- SIG. KLOUMAN, General Director, Norsk Aluminum Co., Oslo
- OLAF ROGSTAD (G), Director General, Watercourse and Electricity Department of Norway, Oslo
- JOHANNES SANDBERG, Secretary General, Association of Norwegian Light & Power Companies, Oslo
- NILS TRAAHOLT, Managing Director, Skiensfjordens Power Co., Porsgrund

Peru

- LUIS CHAVEZ BADANI (G), Jefe de la Sección de Fuerza Motriz Hidráulica, Dirección de Aguas é Irrigación, Lima
- ENRIQUE GÓNGORA PAREJA (G), Jefe de Estudios, Dirección de Aguas é Irrigación, Lima
- EZEQUIEL LAZARTE (G), Ingeniero Jefe de los Servicios Técnicos de la Dirección de Aguas é Irrigación, Lima
- JULIO CÉSAR LECCA, Civil Engineer, Dirección de Aguas é Irrigación, Lima

Poland

- LIEUT. COL. WACAW GÜNTHER (G), Director of Office of Electrification, Ministry of Industry and Commerce, Warsaw
- HENRYK HERBICH (G), Vice Director of Department of Waterways, Ministry of Communications, Warsaw
- CZESLAW MIKULSKI, Chief Editor "Przegląd Mechaniczny," Warsaw
- PROF. DR. CHARLES POMIANOWSKI, Professor of the Polytechnical Institute, Warsaw
- PROF. DR. BOHDAN STEFANOWSKI, Professor of the Polytechnical Institute, Warsaw

Rumania

GEORGE BONCESCA, Financial Counselor, Royal Rumanian Legation, Washington, D. C.

PROF. CONSTANTIN D. BUSILA (G), President, Rumanian Institute of Power, Bucarest

DR. ING. CONSTANTIN I. MOTAS (G), General Manager, Societatea Natională Gazmetan, Bucarest

ION RARINESCU (G), Chief of Power Division, Rumanian Ministry of Industry and Commerce, Bucarest

Sweden

DR. WALDEMAR BORGQUIST (G), Director, Royal Board of Waterfalls, Stockholm

LIEUT. COL. AXEL EKWALL (G), Engineer-in-Chief, Royal Board of Waterfalls, Stockholm

BO HELLSTRÖM (G), Consulting Engineer, Vattenbyggnadsbyrån, Stockholm

NILS MALM (G), Director, Electrical Division, Royal Board of Trade, Stockholm

ERIK G. J. UPMARK (G), Civil Engineer, Secretary of Svenska Vattenkraftföröreningen, Stockholm

EDY VELANDER (G), Director, Swedish Association of Electricity Works, Stockholm

Switzerland

DR. H. C. JAKOB BÜCHI (G), Beratender Ingenieur, Zürich

G. F. LEMAITRE, Administrateur Délégué, Société Générale pour l'Industrie Électrique, Geneva

R. A. SCHMIDT, Président de l'Union des Centrales Suisses d'Électricité, Lausanne

DR. ERNST STEINER, Elektro-Ingenieur, Vizepräsident, Energiekonsumentenverband, Zürich

DR. ALFRED STUCKY, Professor, l'École d'Ingénieurs de l'Université de Lausanne et Ingénieur-Conseil, Lausanne

WERNER A. TOBLER, Directeur, Société Veveysanne du Gaz, Vevey

Union of South Africa

DR. HENDRIK J. VAN DER BIJL (G), Chairman, Electricity Supply Commission, Union of South Africa, Johannesburg

GEORGE R. D. HARDING (G), Secretary, Electricity Supply Commission, Union of South Africa, Johannesburg

ALFRED D. LEWIS (G, CIGB), Director of Irrigation, Union of South Africa, Pretoria

JOHN ROBERTS (G), District Manager, Electricity Supply Commission, Durban

Union of Soviet Socialist Republics

V. K. BOGDAN (G), Electrical Engineer, Vice President, Amtorg Trading Co., Moscow

G. P. BRAILO (G), Representative Commissariat of Heavy Industries, Moscow

P. P. LAUPMAN (G), Civil Engineer, Leningrad

K. V. NOVIKOV (G), Mechanical Engineer, Leningrad
V. F. PROSIN (G), Economist, Moscow
A. A. SOBOLEV (G), Mechanical Engineer, Leningrad
A. A. VARTANIAN (G), Electrical Engineer, Moscow

United States of America

C. W. APPLETON (G), Vice President, General Electric Co., New York, Vice Chairman of the Delegation
JAMES C. BONBRIGHT (G), Trustee, Power Authority, State of New York, New York
FLOYD L. CARLISLE (G), Chairman of the Board, Consolidated Edison Co. of New York, New York
FRANK D. COMERFORD (G), President, Edison Electric Illuminating Co., Boston
MORRIS L. COOKE (G), Administrator, Rural Electrification Administration, Washington, D. C., Vice Chairman of the Delegation
HUGH L. COOPER (G), Consulting Engineer, New York, Vice Chairman of the Delegation
ALBERT S. CRANE (G), Consulting Engineer, New York
GANO DUNN (G), President, J. G. White Engineering Corporation, New York
DR. WILLIAM F. DURAND (G), Consulting Engineer, Palo Alto, California, Vice Chairman of the Delegation
ROBERT H. FERNALD (G), Dean, Towne Scientific School, University of Pennsylvania, Philadelphia
A. C. FIELDNER (G), Chief Engineer, Experiment Station Division, Bureau of Mines, Washington, D. C.
PROF. GLENNON GILBOY (G), Massachusetts Institute of Technology, Cambridge
DANIEL C. GREEN (G), President, The Middle West Corporation, Chicago
L. F. HARZA (G), Consulting Engineer, Chicago
THE HONORABLE HAROLD I. ICKES (G), Secretary of the Interior, Washington, D. C., Chairman of the Delegation
DAVID E. LILIENTHAL (G), Director, Tennessee Valley Authority, Knoxville, Tennessee
WILLIAM McCLELLAN (G), President, Potomac Electric Power Co., Washington, D. C.
F. R. McMILLAN (G), Portland Cement Association, Chicago
FRANK R. McNINCH (G), Chairman, Federal Power Commission, Washington, D. C.
MAJOR GENERAL EDWARD M. MARKHAM (G), Chief of Engineers, War Department, Washington, D. C.
O. C. MERRILL (G), Consulting Engineer, Washington, D. C., Vice Chairman of the Delegation
I. E. MOULTROP (G), Consulting Engineer, Belmont, Massachusetts
T. W. NORCROSS (G), Chief Engineer, Forest Service, Washington, D. C.
G. A. ORROK (G), Consulting Engineer, New York
BRIGADIER GENERAL G. B. PILLSBURY (G), Assistant Chief of Engineers, U. S. Army, Washington, D. C.

JAMES W. RICKEY (G), Aluminum Co. of America, Pittsburgh
RICHARD SOUTHGATE (G), Chief of the Division of Protocol and Conferences,
Department of State, Washington, D. C.
C. E. STEPHENS (G), Vice President, Westinghouse Electric & Manufacturing Co.,
New York
R. F. WALTER (G), Chief Engineer, U. S. Bureau of Reclamation, Denver,
Colorado
JOEL DAVID WOLFSOHN (G), Executive Secretary, National Power Policy Com-
mittee, Washington, D. C.

Uruguay

ING. SALVADOR MASSON (G), Gerente de la División, Usinas Eléctricas, de la
Administración General de las Usinas Eléctricas y los Teléfonos del Estado,
Montevideo
ING. DANIEL REY VERCASI (G), Consulado General del Uruguay, New York
City
Dr. REYNALDO DEAMBROSIS (G), Administración Nacional de Combustibles,
Montevideo

Venezuela

CARLOS ANGLADE (G), Ingeniero Civil Ministerio de Obras Públicas, Caracas
ARNALDO PACANINS (G), Ministerio de Fomento, Caracas

Yugoslavia

DR. TECHN. MILAN VIDMAR (G), Professor of the University of Ljubljana,
Ljubljana
DIPL. ING. VITOMIR M. YOKSITSCH (G), Section Chief, Ministry of Public Works,
Beograd

★

International Executive Council of the World Power Conference

SIR HAROLD HARTLEY, Vice President and Director of Research, London, Midland
and Scottish Railway, London; Chairman
CHARLES H. GRAY, London; Secretary

International Commission on Large Dams of the World Power Conference

GUSTAVE MERCIER, Paris; Président
LIEUT. COL. AXEL EKWALL, Engineer-in-Chief, Royal Board of Waterfalls,
Stockholm; Vice-Président
ANDRÉ GENTHIAL, Paris; Secrétaire Général

International Electrotechnical Commission

C. LEMAISTRE, Director, British Standards Institution, London; General Secretary

Union Internationale des Producteurs et Distributeurs d'Énergie Électrique

IR. GERARD J. TH. BAKKER, Managing Director, the Hague Municipal Electricity Works, the Hague; Président

Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques à Haute Tension

JEAN TRIBOT-LASPIÈRE, Paris; Délégué Général

Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation

LEO VAN WETER, Directeur Général des Voies Fluviales de l'État au Ministère des Travaux Publics, Bruxelles, Belgium

Union Internationale de l'Industrie de Gaz

WERNER A. TOBLER, Directeur, Société Veveysanne du Gaz, Vevey, Switzerland

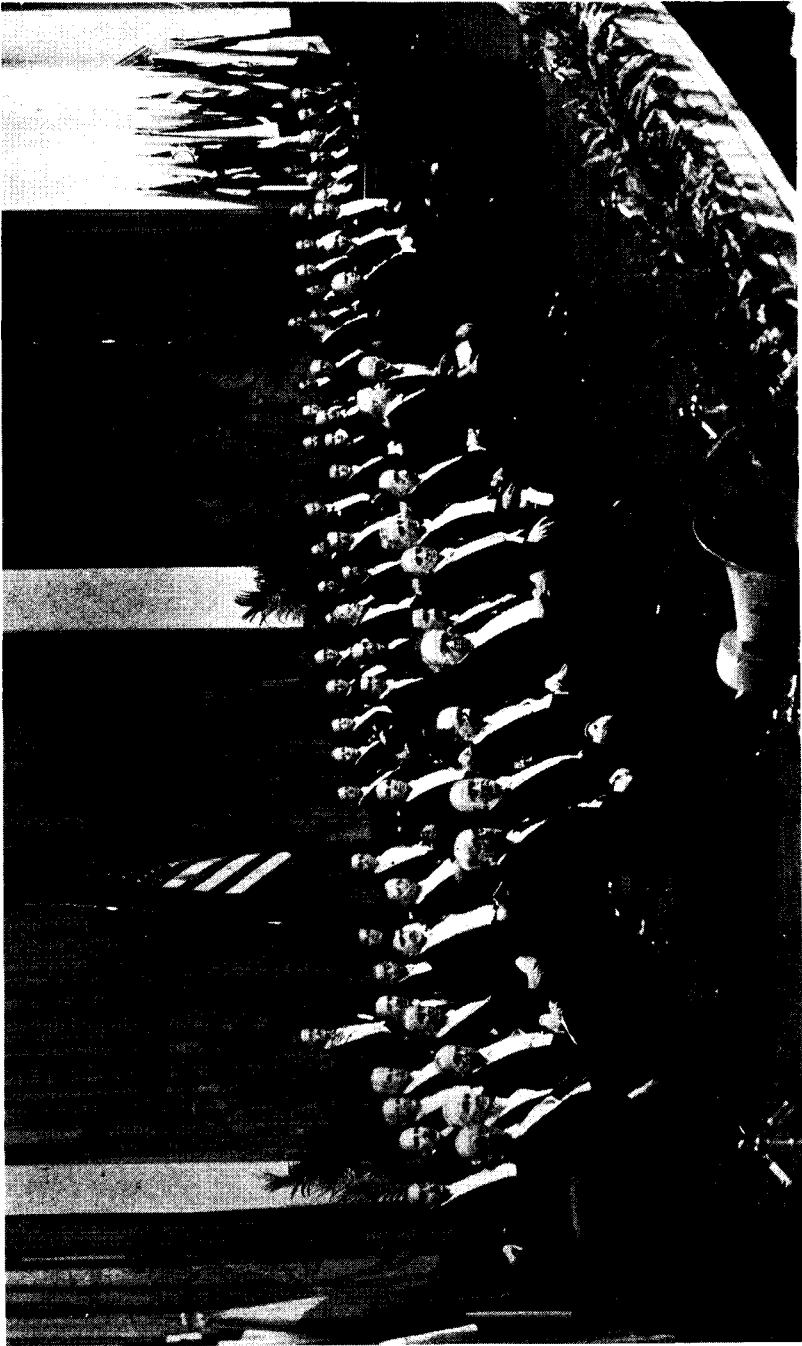
International Labor Office

LEWIS L. LORWIN, Geneva

International Chamber of Commerce

CLARK H. MINOR, President, International General Electric Co., New York

**Addresses
at General
Sessions**



Opening Meeting, Constitution Hall. — La séance d'ouverture, Constitution Hall. — Eröffnungssitzung, Constitution Hall. —
La sesión de apertura, Constitution Hall.

Opening Meeting

Constitution Hall, September 7, 1936

Addresses

DR. JULIUS DORPMÜLLER, *Germany*

President, World Power Conference

Delegates and members of the Third World Power Conference, as your President I have the honor to express my welcome to the delegates of fifty-three countries assembled here in Washington from all corners of the world. I hope that this Conference will be crowned with full success. Our time is short, but I shall have occasion to speak to you at the closing meeting of our Conference. Therefore please be satisfied with these few words of brief but cordial welcome.

I herewith open the Third World Power Conference.

G. MERCIER, *France*

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

La Commission Internationale des Grands Barrages ne pouvait qu'accepter avec empressement et gratitude l'invitation qu'a bien voulu lui faire adresser l'an dernier M. le Président des États-Unis de tenir à Washington son Deuxième Congrès en même temps que la Troisième Conférence Mondiale de l'Énergie. C'est en effet pour les techniciens spécialisés groupés au sein de notre Commission une exceptionnelle bonne fortune que de pouvoir tenir leurs assises dans le pays qui, en matière de grands barrages, comme en beaucoup d'autres d'ailleurs, détient tous les records, et où nous puiserons certainement les enseignements les plus féconds. Notre Congrès s'ouvre donc sous les plus favorables auspices et j'ai la certitude qu'il remportera un éclatant succès.

Les discussions que nous allons commencer demain, et qui se poursuivront pendant toute la semaine, ne soulèveront pas l'attention universelle et ne provoqueront pas les controverses peut-être passionnées auxquelles donneront lieu les débats de la Conférence. Elles porteront en effet sur des sujets un peu austères, qui ne touchent pas l'homme de la rue, et qui ont, sur sa vie quotidienne, une influence moins immédiate. Pourtant elles ne sort pas sans intérêt, si ce n'est par leur teneur propre du moins par leurs résultats. Intérêt indirect, d'une part, car la construction des grands barrages entraîne pour un pays des efforts d'un ordre tel qu'une économie même de 10 pour cent représente encore des millions de dollars. Intérêt direct, d'autre part, car la rupture d'un de ces ouvrages constitue une catastrophe qui peut propager la ruine, la désolation, et la mort. C'est ce double aspect du

problème qui justifie que les techniciens consacrent toute leur intelligence à sa solution. Ils trouvent par ailleurs dans leurs études, puis dans les âpres luttes qu'ils ont au cours de la construction à mener contre les éléments, et enfin dans la victoire qu'ils remportent sur ceux-ci, des satisfactions nobles et désintéressées, qui dépassent celles communément réservées à l'ingénieur.

Notre premier Congrès tenu en 1933 en Scandinavie a permis aux représentants qualifiés des vingt-et-une nations, qui avaient à cette date adhéré à notre groupement, d'échanger leurs vues, et de profiter dans le domaine strict où s'exerce notre activité de l'expérience de leurs collègues. Quarante-sept rapports avaient été examinés et discutés à cette occasion. Aujourd'hui, le nombre des nations adhérentes est passé à vingt-sept; celui des rapports présentés a augmenté en proportion. Le Congrès qui s'ouvre enrichira donc nos connaissances communes d'une importante documentation, et nous permettra, je l'espère, de réaliser dans l'art de la construction des grands barrages de nouveaux et sensibles progrès.

Je tiens à déclarer que si ces résultats ont été atteints, si la collaboration féconde de tous nos collègues sur le plan international a pu être obtenue, le mérite en revient pour une large part aux dirigeants de la Conférence Mondiale de l'Énergie. Les fondateurs de notre Commission, et en particulier son Président, ont en effet toujours trouvé près d'eux le plus sincère appui et le plus libéral esprit de compréhension et je suis heureux de leur exprimer à nouveau notre gratitude. Aussi est-ce pour moi une satisfaction toute particulière que de constater qu'aujourd'hui encore, comme déjà il y a trois ans à Stockholm, notre Congrès coïncide avec une session de cet important organisme.

It is a most agreeable task to thank the members of the Organizing Committee for the courtesies extended and to be extended, and for the work which they have done.

I now declare open the Second Congress on Large Dams.

DR. WILLIAM F. DURAND, *United States*
Chairman, Third World Power Conference

Presiding

It now becomes my pleasant duty, following the opening of the Conference and of the Congress, each by its President, to give to you, on behalf of the American National Committee, a most cordial welcome to the United States of America and to the sessions of the Third World Power Conference and the Second Congress on Large Dams.

We live indeed in an age of power, an age in which the entire body of our civilization, on its material side, depends on the utilization of the inorganic energies of nature, harnessed for our service. The two great categories of heat and of falling water represent, in overwhelming proportion, our present sources of power; and any present serious study of power in its relation to civilization must be chiefly concerned with these two categories. Of these, we may assume falling water to be renewable from season to season, at least as long as the sun continues its present rate of heat radiation. Quite otherwise with our

present direct sources of power by way of heat, viz, coal, petroleum oils and natural gas. These are not unlimited in extent. They represent a deposit, of which we are now engaged in withdrawing the principal, and to this there is but one end, ultimate exhaustion.

Faced with these facts, it is surely the part of prudence to examine with the most patient care all circumstances and conditions which affect the world problem of power; and upon us, standing as we do in a special relation to the development and utilization of power in the service of man, the responsibility for such study rests with especial weight.

It is in recognition of these facts that international power conferences have been inaugurated, the first in London, next in Berlin, and now for the third time in Washington. It thus becomes our duty, as guardians of a trust, to examine the present and to look into the future; to take such stock as we may of our available resources, to study the most efficient modes of energy liberation and transformation into power, and the most serviceable and useful modes of distribution and delivery at the points where its services are required. In order to give special direction to our deliberations on the present occasion, it has seemed wise to pay particular attention to the extent and character of our resources, to problems of wise exploitation and forward-looking conservation, to the factors which relate especially to the distribution and delivery of power to the ultimate consumer, and, generally, to the methods and forms of organization and control best adapted to realize the maximum of useful service at the minimum of cost to the largest number of people.

And again, jointly and concurrently with this Third World Power Conference, we are met likewise for the Second Congress on Large Dams. Among the many technical problems connected with these two great sources of power (heat and falling water) there are none perhaps more spectacular or indeed of more intricate character than those connected with the design and construction of the great structures whose function it is to hold back the rushing floods of our mighty rivers and thus bring them under submission to our service.

This complex of problems, presented by these two phases of this Conference, furnish material which should challenge our deepest interest and attention. They hold the key to the future advancement of our civilization, at least in its material aspects.

It is therefore our earnest hope that through our deliberations on the present occasion, and as we go from these sessions to our accustomed places, we may carry away some new vision of this great problem, and some new sense of responsibility as guardians of a trust; and that we may renew our dedication to service in this our own chosen part of the great cooperative enterprise which we call the advance of civilization.

Je me trouve, en ce moment, chargé du devoir, effectivement très agréable, de vous souhaiter de la part du Comité Américain la bienvenue la plus cordiale à l'occasion de votre arrivée aux États-Unis et à Washington, notre capitale. Nous nous y sommes réunis à l'occasion de la Troisième Conférence Mondiale de l'Énergie, et du Deuxième Congrès des Grands Barrages.

Nous tous ici, nous avons choisi pour notre part dans la grande entreprise que nous appelons le progrès de la civilisation, les travaux se rattachant au développement et à l'utilisation de l'Énergie pour le service de l'humanité. Nous traversons actuellement une phase de la civilisation humaine qui dépend en majeure partie d'une utilisation de l'énergie de manière à répondre à nos besoins; et c'est à nous qu'incombent les responsabilités de ce progrès en tant que ses aspects matériels constituent l'expression de l'énergie mise au service de l'humanité. Les divers sujets prévus pour les séances de cette Conférence doivent présenter un appel le plus pressant à nos intérêts professionnels; et chacun d'entre nous, en regagnant son pays et son poste habituel, doit emporter des séances de cette Conférence un sens plus vif de sa responsabilité dans les champs d'activité que nous avons choisis pour y jouer notre rôle dans les progrès de la civilisation humaine.

Encore une fois, messieurs les délégués, mesdames et messieurs, je vous souhaite la bienvenue la plus cordiale, la plus chaleureuse. Nous ferons en sorte que vous vous sentiez chez vous, pendant toute la durée de votre séjour dans ce pays.

Ich habe die angenehme Pflicht, Sie bei Ihrer Ankunft in den Vereinigten Staaten und in unserer Hauptstadt Washington im Namen des Amerikanischen Komitees der Weltkraftkonferenz herzlichst willkommen zu heissen. Wir haben uns hier eingefunden aus Anlass dieser dritten Volltagung, die gleichzeitig mit dem Zweiten Talsperren-Kongress stattfindet.

Wir alle, die wir hier anwesend sind, haben als unseren Anteil an der grossen Aufgabe, die wir Kulturfortschritt nennen, einen Beruf erwählt, welcher mit der Entwicklung und Verwendung der Naturkräfte im Dienste der Menschheit aufs engste verbunden ist. Wir erleben zur Zeit eine Phase der menschlichen Zivilisation, welche in grossem Masse von der Nutzbarmachung der Kraft für den menschlichen Bedarf bedingt ist; somit ruht die Verantwortlichkeit für den Fortschritt der Zivilisation auf unseren Schultern. Die verschiedenen zur Diskussion auf den Sitzungen dieser Konferenz vorgeschlagenen Themen regen gewiss unsere beruflichen Interessen in höchstem Masse an; jeder von uns wird bei der Rückkehr auf seinen Arbeitsplatz ein verstärktes Gefühl der Verantwortlichkeit von unseren Verhandlungen mitnehmend, mit dem Willen zum wirksamen Dienst an dem grossen Arbeitsziel der menschlichen Kultur.

Nochmals, meine Herren Delegierten, meine Damen und Herren, ich entbiete Ihnen den herzlichsten und wärmsten Willkommensgruss. Alles, was in unserer Macht steht, soll geschehen, um Ihnen Ihren Aufenthalt in diesem Lande so angenehm wie möglich zu gestalten.

Es para mí un señalado honor cumplir con el deber que me confía el Comité Nacional Norteamericano de esta Conferencia, el de extender a los señores delegados de la América latina la bienvenida en este momento de su llegada a la capital de los Estados Unidos, con el fin de concurrir a la Tercera Conferencia Mundial de la Energía y al Segundo Congreso de Grandes Presas.

El propósito que nos llama a esta reunión es de la mayor importancia. Todos nosotros tenemos una parte en la gran obra de hacer progresar

la civilización humana, mediante las actividades que tienen por base el desarrollo de la Energía y sus múltiples aplicaciones en las artes que sirven a la humanidad. Aceptamos la grande responsabilidad que nos incumbe en el momento actual, en que la civilización depende tanto de la Energía utilizada para satisfacer las necesidades humanas. La diversidad de los temas indicados para las sesiones de esta Conferencia ofrecerá a nuestros intereses profesionales un atractivo muy grande, de modo que la junta directiva de la Conferencia tiene la esperanza de que vuelva cada uno a su país y a sus deberes profesionales, llevando consigo un sentido vivísimo de responsabilidad, en cuanto se refiere a nuestras actividades puestas al servicio de la humanidad.

Repito, señores delegados, señoras y señores, bienvenidos seáis. Durante los días que permanezcáis en este país, estaréis como en vuestra propia casa.

*

I have given you in the name of the American Committee of the World Power Conference welcome to the sessions of these international bodies. We are gathered here representing the nations of the world and it is now fitting that the official welcome on behalf of our Government should be spoken by that high officer whose duties constitute him an intermediary between us and the world beyond our borders. I present the Honorable Cordell Hull, Secretary of State.

HONORABLE CORDELL HULL

Secretary of State of the United States of America

It is a great satisfaction to me to be able to welcome in the name of the Government of the United States the distinguished members of the Third World Power Conference and the Second Congress on Large Dams. I assure you that it affords us genuine pleasure to have you as our guests in the Nation's capital.

The subject of the development and use of power, the harnessing of the forces of nature to make them work for man, is of tremendous and increasing importance. Your meeting here in Washington is convincing proof of that assertion. Engineers in every specialized field, producers of fuel, operators of plants, and distributors of power, and prominent government officials have come here from more than 50 nations for the purpose of meeting together to exchange technical knowledge, experiences, and opinions. Power represents one of the largest single factors in any nation's economic structure; for upon power depend to a large extent industry, transportation, communications, and to a growing degree, agriculture. And as the uses of power are extended to millions of people throughout the world, the influence upon society of this great expansion must have the careful consideration of us all. Those of you who are concerned with the development of power technology, and those of you who are interested in the organization and use of power resources, have before you almost unlimited opportunities for great service to mankind. Inventive and engineering genius have brought many of the luxuries of two decades ago within the reach of all today. Power and mechanical appliances con-

ceived and produced by men of your training and experience are able to provide an even greater abundance of good things.

But, they also are capable of producing machines of destruction—engines of war. Unfortunately, a vastly disproportionate share of the skill and energy of scientists and statesmen alike is being devoted now in many parts of the world to the creation and organization of forces of destruction. Shall we allow this application of genius and energy to be dissipated in the agony of armed conflict, or shall we insist with all the determination at our command that they be employed objectively in the pursuits of peace? Shall the brains of the world be used to lighten the burdens of man, or shall they be used for the grim purposes of war?

The responsibility of maintaining peace in a world fraught with suspicion and fear, and torn by dangerous ambitions and conflicting political philosophies, rests not upon government alone. This responsibility rests to even greater degree upon the shoulders of the thinking people of each land, people such as you who meet here to consider important matters common to every country. You meet in a spirit of friendly cooperation with no thought of chauvinism or political jealousy. You thus not only make progress in your own field of endeavor; you also advance the cause of peace. And the cause of peace is the cause of civilization. Religion, science, culture, and social betterment only go forward in a world without war. Every war of the past has retarded the progress of civilization in direct proportion to the vigor with which it was pursued and the number of days, months, or years it has endured. Yet we find today a lamentable absence of appreciation by many responsible and influential statesmen that these present warlike tendencies can only lead to a world holocaust. Are we in this supposedly enlightened age so stupid that we cannot read this awful lesson of history? I refuse to believe that we are. I am convinced that once this lesson is fully learned by the people of the world, the unanimity of their response will secure to us the blessings of permanent peace.

And it is your duty as well as mine to teach this lesson. The people of the world must learn that war is a cruel mill whose stones are the misled hope of national aggrandizement and the selfish ambitions of unscrupulous persons. The oil and fuel of that mill are furnished by the fear and hate which come from distrust and suspicion. The grain for that mill is the valiant, patriotic youth of the world, ready to carry out the orders of the leaders who are too often reckless or ruthless. The grist from that mill is death—death to youth, death to hope, death to civilization!

Accustomed as you are, as men of science or men of affairs, to deal with tangible things and with exact facts, you are essentially realists. I think the definition of realism as applied to international relations has greatly changed in the recent past. From the end of the World War up to a short time ago, those who labored to bring about the settlement of differences among nations by peaceful means were termed impracticable idealists. The realists were those who put no faith in those efforts for the peaceful settlement of international disputes. They refused to believe in the possible effectiveness of this work for peace, and held that it was futile to attempt to settle differ-

ences between nations except by the judgment of the sword. But today the true realist in international affairs knows that in the face of present threats our efforts to devise ways and means of preserving the peace must be redoubled. The true realist is he who knows that the fabric of peace has been worn perilously thin, that if it is again torn asunder by the bloody hands of war it may never be repaired.

I spoke a moment ago of the great responsibility of governments and peoples to preserve the peace. In all history the weight of that responsibility has never been so great as at this hour. The world has countless times in the past known the horror and destruction of war. In each case it has labored back to the sanity of peace, sometimes quickly, sometimes only after long dark years of struggle. But the wars of the past, with the exception of the world conflict which began in 1914, give us no basis for judging the effects of a war of the future. If war comes upon us, it will be fought not alone by uniformed armies and navies but by the entire populations of the countries involved. Airplanes, poison gas, and other modern fighting equipment of which we can only conjecture would make the world a veritable inferno.

A general war now would set loose forces that would be beyond control—forces which might easily bring about a virtual destruction of modern political thought, with all its achievements, and possibly a veritable shattering of our civilization. Our one hope is that the governments and peoples of the world may fully realize the solemn responsibility which rests upon them all and that realistic envisaging of the inevitable consequences will prevent their flying at each other's throats no matter how great may be their impulses and the fancied incentives. There exists today an unparalleled opportunity for those nations and groups which look forward with clear vision to bring about an early return to sane perspectives and relationships based upon full comprehension that the members of the family of nations must live together amicably and work together in peace or be broken in an utterly destructive misuse of the power and the instruments which, properly used, bear beneficial witness to the amazing constructive capacity of mankind.

I cannot too strongly urge that, with the great capacity which you possess and the influence which you can wield, you, the members of this Conference, and your associates in every land, bend your efforts unceasingly toward perfecting programs of methods for the preservation and promotion of peace. I urge that you insist that the products of your constructive thought and efforts be devoted to constructive ends.

*

The CHAIRMAN. While the meetings of this Conference are to be held in the city of Washington, we wish it to be felt that it is not alone the United States which bids you welcome, but America as a whole from the northern limits of the Dominion of Canada to the farthest south of the great nations of South America. It will now, therefore, be my pleasure to call on representatives of three other great nations of this Continent who will on behalf of their own people bid you welcome here to this western world.

DR. CHARLES CAMSELL, *Canada*

Deputy Minister of Mines; Chairman, Canadian National Committee

The Dominion of Canada has been invited by the American Committee of the World Power Conference to share with the United States the privileged position of host. As executive chairman of the Canadian National Committee of the World Power Conference it is my pleasant duty to extend, on behalf of that Committee and of the Government of Canada, a cordial welcome to all the members of the Conference and the Congress, and to invite you to visit the Dominion at the close of the sessions here, as participants in a tour which has been organized by the American National Committee in association with our Canadian Committee.

In these days when there is so much of strife and discord in the world it is indeed a privilege to welcome an organization in which the representatives of over 50 countries will take part in amicable debate and discuss developments which are bound to promote not only the well-being of the different peoples of the world but also international friendship. The settlement of common problems by friendly conference is, I am thankful to say, an accepted practice on this continent. This thought was very happily applied quite recently by the first citizen of this great Republic when he made a neighborly call on the Governor General of Canada. Having in mind that the people of the two countries, the United States and Canada, are bound by ties of kinship and tradition, share the same problems, have the same fountain of law, the same aspirations, and the same intellectual outlook, Mr. Roosevelt spoke of the invisible boundary line not as that which separated but as that which gave unity to the two countries. Nothing could have been more truly said. That boundary line was defined and is maintained, and these friendly relations are fostered, by an international commission to which are referred questions arising between Canada and the United States, a large proportion of which relate to the system of boundary waters and to the rivers flowing across the international boundary.

Acknowledgment must also be made of the vast fund of information which we receive from other countries. The most important results of conferences like the present where there are gathered leaders in the power field from every part of the world arise out of the personal contacts made and of the exchanges of information. We hope that we may meet you personally in Canada and be able mutually to add to our store of common knowledge.

JOSÉ COLOMO, *Mexico*

Assistant Chief, National Petroleum Department, Ministry of National Economy; Chairman, Mexican Delegation

The Government of Mexico, which I have the honor of representing, wishes to express its sincere pleasure and thanks for the kind invitation extended by the President of the United States of America to participate in the Third World Power Conference and Second Congress on Large Dams. It could not be otherwise, for both Conference and Congress pursue the same great principles. Scientific investigation of methods by which greater benefits can be derived from our natural

sources of energy for the service of communities large and small, constitutes from our point of view one of the most commendable activities of men and of nations. The most cherished desire of all Latin American countries is the promotion of their social and material welfare. That is why they are assembled here. As young nations, they have not yet had time to complete the task of building a firm and uniform social structure capable of resisting adversity and one which, at the same time, may afford better means of living, without the sad and striking contrasts of opulence and misery.

The prodigal hand of Nature has given to these nations great sources of energy which, in most cases, are either unused or have not been developed with the aim of securing an enduring public welfare. Mexico, in her great social struggles, has fought to that end. She is pleased to express her admiration for the investigators and builders of Europe, genuine representatives of the scientific spirit, willing to build in the social as well as in the material realm, and always on sound foundations. We also have a high admiration for the United States of America—great builder of titanic projects—with her strong spirit, always marching firmly and securely towards the same ideal; and finally, for Spanish America which, along with us, has already laid the foundations of future greatness.

In order that the prosperity of our several countries may be realized, we need to learn from the experience of those who have gone farther than we have; and I think this Conference affords us one of the best opportunities for doing so. It is seldom possible to bring together, as on this occasion, so many of the world's leaders in the fields of engineering and administration; or to assemble in a country like this, where so many tangible results have been realized.

The Government of Mexico owes to the President of the United States of America the opportunity of being able to observe the way in which this great Nation has solved her engineering problems, and the privilege of hearing from the authorities of the world the discussion of problems of major importance. For these reasons, for the wealth of data and knowledge which we are about to obtain, and for the courteous welcome and hospitality extended to us in this country, my Government takes great pleasure in presenting its respects and sincerest salutations to the people of the United States of North America, and to the President of the Nation, His Excellency Franklin D. Roosevelt.

In the same way, the Mexican Government greets, through its delegates, all nations here represented, their distinguished delegates and the no less distinguished members of the Conference and the Congress, who in the sessions which are to take place will, I am sure, honor the purpose and spirit which has brought us together.

PROFESSOR RODOLFO E. BALLESTER, *Argentina*

Profesor de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Buenos Aires; Vicepresidente del Comité Nacional Argentino

Las naciones de la América del Sud dan hoy también su bienvenida al continente americano, a las delegaciones de los otros continentes a la Tercera Conferencia Mundial de la Energía y Segundo Congreso de

Grandes Presas. Son naciones que, conservando sus propias relaciones e idiosincracias, vienen a colaborar con su vecino del norte — los Estados Unidos — en la recepción de los huéspedes. Anima a sus delegados el común y amplio espíritu de los hombres del continente de Colón y toca al país más austral de todos — la Argentina — el honor de ser quien salude en nombre de los países sudamericanos.

Señores delegados de Europa, Asia, África y Oceanía: estáis en vuestra casa, estáis en América — nuestra esperanza siempre renovada de una mejor humanidad — para colaborar con nosotros en el estudio de las formas de contribuir al bienestar colectivo del hombre. El programa de la Conferencia aparece dirigido expresamente a tal propósito al fijar temas de trascendencia económica y social. El progreso de la ciencia y de la técnica puede ser la obra de un hombre o de un grupo reducido de hombres que se empeñen en arrancar a la naturaleza el secreto de sus energías, pero libradas ellas al uso y aprovechamiento de todos, creadas con su utilización nuevas comodidades y formas de vivir, aparece el conflicto fatal entre productor y usuario, aparece la necesidad de una regulación superior para su conservación y equitativa distribución.

Si la ciencia y la técnica han avanzado a paso rápido, no ha sucedido así con la legislación que no es otra cosa que una codificación de costumbres que se establecen lentamente. Los países de América ofrecen extremos interesantes; el trabajo acelerado y febril de la industria en el norte (Estados Unidos) y el trabajo mesurado regido por el ritmo invariable de las estaciones del año en las explotaciones agrícolas, ganaderas y forestales que predominan en la América del Sur. Pero a pesar de estas extremas diferencias encontraréis un solo espíritu; de paz, de trabajo y de concordia, que es la base de la tradición de los países de América, expresado en algunos casos en sus propias constituciones políticas, tales como la Argentina que fué dictada por sus próceres, no para ellos solos, sino para todos los hombres de buena voluntad que quisieran habitar su suelo.

Señores delegados y miembros de Europa, Asia, África y Oceanía: Sed bienvenidos en América.

Responses

The CHAIRMAN. And now I shall have the pleasure of calling on representatives of some of the countries from beyond the seas who will reply to these addresses of welcome.

Germany

DIREKTOR CARL KRECKE

Leiter der Reichsgruppe Energiewirtschaft, Mitglied des Vorstandes der Berliner Kraft- und Licht- A. G.; Vorsitzender des Deutschen Nationalen Komitees

Ich habe die Ehre, im Namen des Deutschen Nationalen Komitees der Weltkraftkonferenz, insbesondere im Namen der hier versammelten Vertreter der Deutschen Regierung, deutscher Technik und Wirtschaft, Ihnen, Herr Vorsitzender, sowie dem Amerikanischen Natio-

nalen Komitee der Weltkraftkonferenz herzlichst zu danken für die freundlichen Worte der Begrüssung und für den herzlichen Empfang, den wir in diesem Lande gefunden haben. Ein Teil der deutschen Delegation hat schon vor der Konferenz, zusammen mit den Delegierten anderer Nationen, Ihr schönes und interessantes Land bereist. Diese Reisen boten reiche Gelegenheit zu bewundern, was die Vereinigten Staaten von Nordamerika auf dem Gebiete der Energiewirtschaft geleistet haben. Dem grösseren Teil unserer Delegierten stehen diese ausgezeichnet vorbereiteten Studienfahrten noch bevor. Wir werden bestrebt sein, die grossen Erfolge Ihrer energiewirtschaftlichen Massnahmen eingehend zu würdigen; wir werden darüber hinaus Vergleiche mit unseren Auffassungen und deren Verwirklichung anstellen und die Nutzenwendung für uns daraus ziehen.

Das grosse Interesse Deutschlands an dieser bedeutungsvollen Tagung findet sichtbaren Ausdruck erstens: in der starken Beteiligung des von mir vertretenen Landes und zweitens: in der umfassenden Bearbeitung der von Ihnen aufgeworfenen Fragen durch unsere besten Fachleute. Nicht zuletzt mögen Sie aus der wohl vorbereiteten Beteiligung der deutschen Delegation an den Diskussionen ersehen, welche Bedeutung wir dieser einzigartigen Möglichkeit einer internationalen gegenseitigen Aussprache über alle Fragen der Energiewirtschaft beimessen. Wir freuen uns besonders, auf dieser Tagung die Meinung der anderen Länder über dieses äusserst wichtige Problem kennen zu lernen, und hoffen, ebenso mit unseren Berichten den anderen Nationen wertvolle Anregungen geben zu können.

Wir haben uns in unseren Berichten bemüht, unsere gesamte energiewirtschaftliche Entwicklung und unsere Massnahmen rückhaltlos darzulegen. Eingedenk der hohen Verpflichtung, die uns diese Tagung auferlegt, wollen wir die kostbare Zeit nutzen und versuchen, nicht nur auf technischem und wirtschaftlichem Gebiet, sondern auch menschlich näher zu kommen. Das Deutsche Nationale Komitee ist der festen Überzeugung, — und ich bin Ihrer aller Zustimmung gewiss — dass nichts besser geeignet ist, die Zusammenarbeit der Völker fruchtbar zu gestalten, als wenn man sich vorurteilslos vor der Weltöffentlichkeit über fest umrissene Wirtschaftsfragen ausspricht, die zwar in jedem Lande ihr eigenes Gepräge tragen und dennoch weitgehend gleichartig und für alle Länder gleich wichtig sind. In diesem Geiste wünsche ich der Dritten Weltkraftkonferenz vollen Erfolg.

Poland

ING. CZESLAW MIKULSKI

Editor-in-Chief, Journal Polish Society of Mechanical Engineers; Member of Executive Council, Polish National Committee

In the name of the Polish delegation to the Third World Power Conference I have the honor of expressing their deep gratitude for the cordial welcome which they have received.

The Polish National Committee of the World Power Conference and the numerous Polish experts working in the field of power problems are sure that the Third World Power Conference will make a new and important step toward the rational utilization of national power sources, which are fundamental factors not only in the indus-

trial production of each country, but in all human life as well. For this reason the work of the World Power Conference is of tremendous importance and its meetings awaken interest, particularly at this time when the world awaits new constructive ideas.

The meeting which opens tonight is of special importance. It is held in the United States—a country which has made in recent years great progress in the field of power development. Furthermore, the American National Committee has arranged that this time the sessions shall be devoted to the economic and administrative problems concerning the production, utilization, and distribution of power. It seems to me that these problems are at the present time of major interest and that, therefore, we may expect that this Conference will give us new and constructive ideas for the future.

I express to the Third World Power Conference cordial wishes for full success.

Belgium

MR. L. VAN WETTER

*Director General of State Waterways, Ministry of Public Works;
Chairman, Belgian Delegation*

It is an honor and a pleasure which I appreciate deeply, to convey to the American National Committee the sincere thanks of the Belgian delegates for the welcome which we have received and which we shall long remember. Not only the World Power Conference and the Congress on Large Dams, which open today, but also the tours arranged in connection with them, are of the greatest interest for all of us. Your country may be said to be the melting pot to which the best faculties of initiative, intelligence, and technical skill have been attracted from all the world by the wonderful natural richness of an enormous country endowed with political and social conditions capable of promoting and maintaining a trend toward a continuously increasing standard of living. Thus there has developed a field of experience unique in extent and variety, and of utmost interest no less for engineers than for politicians.

Those members who took part in the tours prior to this meeting have already had opportunities of appreciating not only the technical achievements of the American people but also their kindness and their organizing skill, without which it would not have been possible to have seen such widely distant and interesting works and institutions in so short a time. To the American National Committee I tender my deepest thanks and best wishes for the success of this Conference and this Congress.

Denmark

DR. H. H. BLACHE

*Consulting Engineer, Burmeister & Wain, Ltd.; Chairman,
Danish National Committee*

As representative of the Danish Government, and on behalf of the Danish National Committee and the members of the Danish delegation, I thank the United States National Committee for their cordial

invitation to the Third World Power Conference which we are now inaugurating.

The discussions which will take place, especially with regard to rural electrification, will be of great importance at this time when farming the world over is in a difficult position; for although conditions in the several countries are different, a discussion on a broad basis would, I believe, be of great value.

The relations between the United States and Denmark have for many years and in many ways been of great importance to Denmark. I would particularly mention, because of its connection with the problems of this Conference, the early supply from the United States of fuel oil for diesel engines—a matter of much importance to Danish agriculture, for diesel engines proved to be specially adapted for the cooperative electric power stations built by Danish farmers at the beginning of this century. Through later centralization of the electric power supply the Danish farming country has become practically completely electrified, to the great assistance of Danish farmers, particularly under the recent difficult economic conditions. We have learned that the supply of electric power and light to agriculture is as important as it is to any other trade or industry.

Lithuania

ING. JURGIS CIURLYS

*General Manager, Lithuanian State Railways; Chairman,
Lithuanian National Committee*

As chairman of the Lithuanian National Power Committee, I have the honor and pleasure to thank you, Mr. Chairman, for your kind words of welcome to the foreign delegations. Before the beginning of this Conference we had the pleasure of making a very profitable and comfortable trip through American factories and works, and to see on our visit American advancement in technical science. For this opportunity also I wish to express my heartfelt thanks. Furthermore, I am pleased to state that this Conference, which has very deep meaning for Lithuania and its National Power Committee, is taking place in a country where a third of Lithuania's population has found a second fatherland, and is working toward the progress of this great United States.

Italy

PROF. DOCT. GIANCARLO VALLAURI

*Director and Professor of Electrotechnics, Royal Institute of
Engineering, Turin; Chairman of the Italian Delegation*

Before addressing you in English in the name of the Italian delegation, I would like to be permitted to say a few words in my native tongue, in which it is so much easier for me to express my feelings on this memorable occasion.

Vi ringraziamo, signori, per il saluto che ci avete rivolto e ve lo ricambiamo con pari cordialità. L'imponenza della organizzazione, preparata per questo raduno, e le accoglienze che ce sono state riser-

vate, accrescono, al di là delle nostre stesse previsioni, l'importanza del compito che ci attende. Noi ci apprestiamo a svolgerlo con fiducia nell'utilità e nel successo della conferenza.

In the name of the Italian delegation I wish to thank the Chairman and the representatives of our hosts for the welcome which they have extended to us, and to express to them our appreciation and our most cordial greetings. The imposing organization of this gathering, and the reception which has been tendered us, have impressed upon us anew the importance of the task which lies before us all. In undertaking it, we are convinced of the usefulness and the success of the Conference. The problems which confront us lead to the discussion of national policy in the field of power resources.

These problems are especially acute in our country, one of the most densely populated in the world and one which is singularly poor in natural fuel. Italy has been compelled to employ to the full extent the ingenuity and energy of its people on the development of its only natural source of power—water—to a degree which is, I think, of special interest. The national problem of a power policy is studied by us with that spirit of objectivity, with that deep and free acknowledgment of the paramount interest of the people as a whole, which in these days animates everyone. And, gradually and logically, the problem is going to be solved; with that courage and prudence which our confidence in our social stability confers upon us. It is for these reasons that I hope that our contribution here will not be valueless.

The realities of history and direct experience have demonstrated that certain protestations of brotherhood and of unlimited solidarity between peoples, when put to the test, are in effect purely academic, even when they have been pronounced in all good faith. It would seem that certain ideals are too abstract, and I might even say, too beautiful, to succeed in operating effectively in the world in which we live. The life of peoples, like that of individuals, has been ordained by Providence an arduous one, which must be strenuously lived. But this state of things, which we must accept with virile realism, only confirms the necessity, and the inestimable value, of the spirit of collaboration. And this spirit can be cultivated only by means of a continuous, loyal, and willing effort toward an ever deeper understanding of other peoples and an objective and sympathetic comprehension of their problems and their needs.

The World Power Conference offers us a splendid opportunity to work together in this spirit for the furtherance of science, of progress, and of human understanding. We are grateful for the opportunity offered us to participate.

Official Banquet

Hall of Transportation September 10, 1936

Toasts and Responses

DR. WILLIAM F. DURAND, *United States*
Chairman, Third World Power Conference
Presiding

The CHAIRMAN. This evening we have turned from the more serious business of the Conference to an hour of relaxation, rest, and refreshment; to an hour of friendly and neighborly intercourse which we symbolize by the breaking of bread together. It will now be my pleasure in accordance with the long-established custom of such international gatherings to propose several toasts, and first, in accordance again with traditional customs, I have the honor of proposing a toast to the first citizen of this Republic, the President of the United States.

Toast

“To the President of the United States”

The CHAIRMAN. And now, in honor of those who have fought valiantly and passed on to their reward, I propose a silent toast to the memory of the pioneers of science who created the foundations upon which rests the structure of modern power development and the utilization of national resources. After the toast has been drunk I ask you to remain standing while the citation is pronounced by Dr. Frank R. Lillie, President of the National Academy of Sciences.

Toast

“To the pioneers of science”

Dr. LILLIE. In reverent homage to those pioneers of science who in many countries of the world have securely established foundations on which their successors can continue the ever-unfinished task of understanding nature. By their work they have unlocked hidden sources of power and have conferred countless benefits on mankind. Their genius and courage and their faith, whether in success or in temporary failure, that science will continue to grow and to increase the freedom of the human spirit, are our greatest inspirations. Their universal spirit, recognizing no restrictions of time or nation or race, and uniting the world in common endeavor, is our treasured inheritance.

The CHAIRMAN. And next it is my pleasure to propose a toast to the Chiefs of the States represented here.

Toast

“To the Chiefs of the States represented at this Conference
and this Congress”

The CHAIRMAN. For the first witness to this toast, it is my privilege to introduce the Honorable Harold L. Ickes, Secretary of the Interior, an officer whose duties extend over our entire domain and touch at numberless points our resources and our peoples, our comforts and well-being, our work and our play.

THE HONORABLE HAROLD L. ICKES

Chairman, American National Committee, Third World Power Conference

It is fitting that the Department of the Interior should be the sponsor of a conference which is concerned with the economics and the social possibilities of electricity. As the head of that Department, and also as the Chairman of the American National Committee which organized this Third World Power Conference and this Second Congress on Large Dams, it gives me great pleasure to rise to a toast to the Chiefs of the States represented here.

I address you as men upon whom the duty rests, and in whom the urge exists, to serve the people of your respective countries. You are here not merely because of a scientific interest in the possibilities of electric power, keen as that may be; you have come from all parts of the world to counsel with each other as to how this beneficent force can be made to serve more effectively the needs and the aspirations of mankind. By what further uses and adaptations of electric power, which has already done so much to advance civilization, can a still higher degree of civilization be attained? For we know that that ultimate civilization toward which man has striven since first he emerged timidly from his prehistoric cave has not yet flowered in its full perfection. Perhaps it never will. And yet that spark in us which we call spirit, despite every discouragement, will ever continue to aspire to that perfect state of cooperation with Nature and of human relationship which is the ultimate civilization.

Although in its final analysis civilization is an intangible thing, consisting as it does of an unfeathering of the mind, an enlargement of the spirit, it draws its strength from taproots which reach far down into the material things of the world. The strivings of man to free his mind from the darkness of ignorance, to strike from his spirit the shackles of the intolerance of bigotry, would be a hopeless undertaking if it were impossible to overcome his physical handicaps so that he may have both opportunity and leisure for self-development.

How can we call the world civilized when so many millions of our fellow men live in conditions of such wretchedness and squalor that all of their thoughts and efforts must of necessity be devoted to eking out a mere physical existence? An orchid of graceful form and brilliant hue may occasionally be produced in such an environment but the quality of the civilization of any country is determined by the physical well-being and the cultural attainments of the average citizen of that country.

I am sure that, to all of us, electric power is chiefly interesting from the point of view of the contribution which it can make toward the development of a higher and better civilization. So important a place does it already occupy in our lives that it is difficult to credit the statement which is frequently made that our scientists thus far have only scratched the surface of its possibilities. Whether or not this restless energy can be utilized in ways not yet dreamed of, it does not need to be argued that electricity will have the opportunity which it ought to have to make its full contribution toward the development of a finer civilization just to that degree that its use is made available to the largest possible number of people. It is also true that more people will use electric power for more purposes to the degree to which it is within their means to purchase that power.

Cheap power means a wider use of power and a wider use in its turn means a higher standard of living and an advancing civilization. Therefore, it seems to me to be one of the major problems of our statesmanship to see to it that power generated by private enterprise is made available at the cheapest possible rates consistent with a return of a reasonable profit to the capital which is actually invested in its production and distribution. I do not pretend to be acquainted fully with what other nations have done to make this civilizing influence available at prices within the means of people to buy, but I am glad to be able to say that a great stride in the direction of cheaper power has been made in the United States during the administration of President Roosevelt.

I am also interested in power from the point of view of conservation. The activities of the Department of the Interior are principally concerned with the conservation of our national resources. True conservation is not a miserly hoarding of a natural resource but its development and use for the benefit of the people. Conservation is the antithesis of waste. I imagine that if, from the beginning, human beings had used the rich gifts of nature without waste there would be far less poverty in the world today and our civilization would be upon a much higher plane.

All of us have wasted our heritage of forest and soil and water and mine, some in greater degree than others. One great good that could result from such a conference as this would be a carefully matured plan for the use of our resources for the development of power, not only without waste, but in the interest of the greatest good of the greatest number of the people of our various countries. Imagine the benefits, both material and spiritual, which would have resulted if a hundred years ago representatives of the countries of the world had met at frequent intervals to consider the best method of preserving our forests, while at the same time making a proper use of them.

In point of time it is not yet too late to develop sound policies for the development and use of these physical means that are available for the creation of electric power. There still is in the world an abundance of natural resources such as coal, oil, gas, and flowing waters, which can be converted into power and in this form be utilized for the great benefit of the people. Let us not repeat the mistake which has been made so persistently in the past of utilizing these resources with no thought of the future but with our minds fixed

only upon the opportunity of taking as large a present profit as possible out of nature's bounty.

The distinguishing characteristic of real statesmanship, industrial as well as political, is the ability to look ahead, to plan for the future happiness and welfare of the people, to envisage a greater and a more worth-while civilization than the world has ever known, and to work for the attainment of that civilization.

The CHAIRMAN. I shall now call on a representative of each of three great continents to respond to this toast.

LE SÉNATEUR LÉON PERRIER, *France*

Président du Conseil Supérieur de l'Électricité; Président de la Délégation Française

Monsieur le Secrétaire, je vous remercie au nom des délégations étrangères des toasts que vous venez de porter aux Chefs des États représentés à la Troisième Conférence Mondiale de l'Énergie et au Deuxième Congrès des Grands Barrages. Tous les délégués sauront redire aux gouvernements de leurs pays respectifs la bienveillance des paroles qu'ils ont entendues et l'accueil si cordial qui leur a été fait sur la terre américaine, au cours de cette Conférence et ce Congrès si admirablement préparés et organisés. Nous emporterons tous des jours passés à Washington les renseignements les plus profitables de même que le souvenir le plus durable et le plus reconnaissant.

Nous nous sommes rencontrés ici, représentants de cinquante-deux nations venus de tous les points du globe, pour exposer nos recherches, confronter nos méthodes, affirmer nos résultats, dans une compétition pacifique et généreuse. Toutes les nations ont apportée dans cette Conférence leurs contributions désintéressés à l'effort incessant de l'humanité pour utiliser les forces de la nature et construire pour les hommes d'aujourd'hui et pour les générations qui viennent un avenir meilleur que le passé. Demain, après la Conférence, nous allons de l'Atlantique au Pacifique parcourir votre immense pays. Nous pourrons ainsi constater ce que le génie de votre peuple a fait, par une longue et vigoureuse patience, de ces vastes territoires que les hommes de ma génération ont d'abord appris à connaître sous les aspects pittoresques et émouvants des récits de Fenimore Cooper, qui ont fait jadis battre leurs coeurs et ont enchanté leur jeunesse. Dans vos usines nous contemplerons ces machines perfectionnées, prodiges de science, des géantes de force, dont l'ambition doit être de tourner pour alléger la peine des hommes, pour libérer le travail des lourdes chaînes du passé, et pour rendre joyeux et libres les travailleurs. Nous verrons tout cela avec admiration, mais en nous-même nous penserons et nous dirons, comme a dit Monsieur le Secrétaire d'État Hull dans l'admirable et vigoureux discours prononcé à la séance inaugurale, que cet effort merveilleux de toutes les nations vers le progrès matériel est vide de sens si la science, détournée de son noble but, doit servir à des fins meurtrières, et si l'intelligence et la conscience des peuples ne se libèrent pas des servitudes et des violences du passé, et de leur cortège d'incompréhension, de suspicion et de haine.

À la vérité, tout le labour humain sera vain et ne voudra pas la peine d'être entrepris si toutes les nations fraternellement unies ne se

décident pas à réaliser autour de la terre une immense chaîne d'union, forgée et soudée dans une loyale, confiante et amicale collaboration. Il faut aussi que de toutes parts on comprenne que le progrès peut être frappé de sénilité si, à l'intérieur de chaque frontière, une répartition équitable des richesses que nous apportent la science et l'industrie, ne donne pas à la masse des travailleurs avec le pain quotidienne le droit au bonheur et à la vie. C'est là, je pense, la grande leçon, le suprême enseignement que nous devons tous emporter de notre contact et de nos travaux.

Je suis profondément reconnaissant à Monsieur le Secrétaire d'État Hull de l'avoir marqué de façon si éloquente et si vigoureuse. Je me permettrai de dire ici que l'appel émouvant jeté par lui dans cette conférence mondiale a retenti profondément au sein de la délégation française, comme il retentira dans le coeur de nos populations auxquelles nous rapporterons le message de Washington. Je veux ajouter comme membre du Sénat français, certain de répondre au sentiment profond du gouvernement de mon pays, qu'on peut compter sans réserve sur la France pour aider à la réalisation du noble idéal de collaboration et de concorde qui est celui du peuple américain. C'est dans ces sentiments, Monsieur le Secrétaire, Monsieur le Président, Mesdames, Messieurs, que je convie tous les délégués à cette Conférence à lever leurs verres aux États-Unis d'Amérique, à ce grand et noble pays toujours plus jeune et plus vaillant, et à son Président M. Roosevelt; et puis que je les invite à boire avec moi à ce qui est la pensée et l'espoir de tous les hommes de foi généreuse et de bonne volonté, à l'entente entre toutes les nations, à la fraternité des peuples, à la paix du monde.

DR. H. J. VAN DER BIJL, *Union of South Africa*

Chairman, Electricity Supply Commission; Chairman, National Committee of the Union of South Africa

In replying to this toast let me thank you, Mr. Secretary Ickes, for the generous manner in which you have praised the work of the engineer. We very much appreciate your clear conception, so identical with our own, of what I may call the functions and aspirations of the engineer, the recognition that the results of the engineer's work are not confined to the tangible and the visible, but affect other important spheres of human activity.

It is particularly appropriate that this Conference and Congress, bringing together so many of the world's leading engineers, should take place in the United States of America at this particular time, when the surface of the world's affairs is again beginning to show some whitecaps here and there.

In the first place, the United States of America has always been in the forefront of that material effort which has contributed so immeasurably towards raising the standard of living and the standard of intelligence. The fact that science and engineering have been responsible for the introduction into this world of an almost endless variety of amenities does not constitute their greatest achievement. Their greatest achievement lies in this, that they have made those amenities available to a much larger circle of people than ever before. To make these amenities universally available is, I think, the greatest.

the most fundamental, the noblest function of the engineer; and America's contribution to the exercise of this function has been very considerable.

In the second place, the new world, with the United States as its central force, has given us a wonderful example of different nations living together in peace and with little, if any, friction. This is a sister development to that material development for which science and engineering have been so directly responsible. I say this because we engineers desire to see our efforts directed and our achievements devoted to the betterment of mankind, not its destruction, and because our civilization is in large measure the product of science and engineering. This is why it has now become impossible to enslave or even to subjugate a nation, and why war has become an anachronism.

This Conference is an outstanding example of international cooperation for the general good, and if we can cherish the hope that world statesmanship may yet be shaped so that it may rise to the level of cooperation which world engineering has achieved, then we can also hope that the peoples of this world may yet live their lives together in security and peace as members of that great brotherhood of mutual trust and good will which is our common heritage.

SEÑOR EZEQUIEL LASARTE, *Peru*

Jefe, Dirección de Aguas é Irrigación; Secretario, Comité Nacional Peruano

El avance de la civilización ha demostrado, incuestionablemente, su estrecha vinculación con el desarrollo y uso de la energía que, en múltiples formas, debe necesariamente ponerse al servicio de las actividades humanas, ejerciendo función primordial en la conservación de la salud.

La Conferencia Mundial de la Energía, que fundara el malogrado hombre de ciencia Mr. Dunlop, viene buscando con sentido humanitario soluciones que se traduzcan en el mejor bienestar de los hombres, sin distinciones de razas y nacionalidades. Estamos asistiendo al desarrollo de la Tercera Conferencia, para lo que fuera designada sede la hermosa ciudad que lleva el nombre del más ilustre de los hombres públicos de la gran República de Norte América.

El Gobierno de mi patria, el Perú, al igual que el de todos los países aquí representados, supo aquilatar desde el primer momento la excelsitud de los fines perseguidos en estos certámenes que tanta grandiosidad revisten y, entusiasta, acudió a ellos acreditando una delegación. Cuando los hombres se juntan para la realización de ideales como los que motivan las conferencias, los espíritus tórnase más comprensivos, las pasiones no tienen cabida y el mutuo afecto brota, anidando en el alma el firme y sincero propósito de ver por las necesidades ajenas y vivir dentro de la paz espiritual que tanto enaltece al hombre.

Todos escuchamos en la memorable sesión de apertura de esta Tercera Conferencia la autorizada palabra del señor Secretario de Estado, la que ha sido, en el fondo, la interpretación más genuina del espíritu y móviles de las conferencias. Ahora, acabamos de oír de labios del señor Secretario del Interior la confirmación de estas ideas. No es aventurado predecir que, yendo por el camino de compenetración

espiritual, pueda llegarse al máximo bienestar de la humanidad, y cabrá entonces, dentro de un futuro más o menos próximo, señalar a la institución que fundara Mr. Dunlop, como el punto de partida de la paz mundial, supremo beneficio que puede alcanzarse sobre la tierra.

Esté seguro la Nación de Wáshington que todos y cada uno de nosotros, al regresar a nuestros respectivos países, llevamos vibrantes los recuerdos de estas reuniones, así como la admiración por este pueblo cuyo espíritu de organización y trabajo hemos constatado.

*

The CHAIRMAN. In recognition of the occasion which has called together from the four corners of the earth this brilliant assembly, I now have the pleasure of proposing a toast to the World Power Conference and to its affiliate, the International Commission on Large Dams.

Toast

“To the World Power Conference and to the International Commission on Large Dams”

The CHAIRMAN. To speak to this toast I am privileged to call upon one peculiarly fitted for the task, a member of the American National Committee and Chairman of its Finance Committee, but before that a lawyer, a captain of industry, a financier and leader in great enterprises—Mr. Carlisle.

MR. FLOYD L. CARLISLE, *United States*

Chairman of the Board, Consolidated Edison Co. of New York, Inc.

This Third World Power Conference is a gathering of individuals who manage the power enterprises of the world. Here are the experts who have designed and constructed our extensive systems. Here are the inventors and manufacturers of power machinery. Here are the engineers of large dams, of the fuel industries—coal, oil, and natural gas. Meeting with us are representatives of our great technical and scientific societies, educators, economists, not to forget the government officials who regulate us and the officials who direct the municipal and government power undertakings.

We are meeting in a spirit of cooperation and friendliness, and with honest respect for differences of opinion freely expressed and without rancor. Those of us who are managers of these enterprises are in a very high sense trustees, chosen to these positions by reason of experience, competence, and those qualities of intellectual and moral integrity necessarily attaching to positions of great responsibility.

Most of us are successors to those who were the founders and pioneers of the power industries. They have passed on to us marvelously efficient enterprises, intelligently, courageously and soundly conceived and capable of expansion. Power has become the most efficient tool of the machine age, enormously lessening manual labor and quickening and rendering more efficient almost every productive activity. Its future expansion holds rich possibilities for material well-being and for consequent leisure and cultural advancement.

There is a school of thought which views the machine as a Frankenstein creation, holding that the social complexities arising from its operations are uncontrollable and destructive. I dissent from that view. It is true that the modern world is very complex and will grow more so. But as the world grows in complexity we grow in knowledge and experience further to direct and to perfect these mechanisms.

For at least 5,000 years man has increasingly recorded his affairs, his thoughts, and his aspirations. These records show clearly that economic changes have been the most potent power for determining and controlling civilization. Social security and culture follow material progress. They do not precede it. Literally the development of the tool and of trade has marked man's successive steps upward from the level of the beast. The first crude bone fishhook, the boat crudely hollowed from a log, fire-making implements, sails of hide, the wooden plow, the wheel, the thousands of detailed developments of industry and commerce leading through the steam era and later culminating in the age of electricity, have unbent the back bowed by heavy toil and permitted man to look upward to the stars.

You of southern Europe know how the Mediterranean culture was early spread by trade. You know how later the riches of the Orient in thought, literature, and art were brought westward by commerce. Viking trade and enterprise rediscovered the British Isles from the north, as Phoenician trade in tin had developed them from the south. We in this vast continent owe our degree of culture to industry and to commerce both at home and with you of the older world.

Our present machine age does not, of course, direct itself. It functions in accord with certain fundamental laws. As there are constant and unchanging moral laws, so also there are unvarying economic laws. One of the most important of these is that every enterprise, whether governmental or private, must pay its own way, must stand on its own feet. Except for great emergencies and for short periods, subsidized business cannot endure.

It was the industrial revolution, ushered in by the steam engine, which led to the emergence of the middle classes and later of manual labor into political freedom, economic independence and broader intellectual outlook, and promoted democratic government. A characteristic of the industrial revolution was the development of tools and the greatly stimulated production and consumption of goods both in industry and in agriculture. This period has recognized that the volume of trade and the velocity of turnover of goods are the very roots of our well-being.

The Americas, now in their vigorous youth, welcome you from across the seas. Great things are occurring here. Many of our industries, including power, are producing and distributing more goods and services than at any other time in their history. We, I believe, know how to adapt and adjust ourselves to new and changing conditions. Business and government have no natural or inherent antagonisms. While the prosaic production of goods and services has not the glamour of the monumental government undertakings, none the less it is the base on which modern civilization rests its security.

The day of a simple agricultural civilization is gone. Business and government must work together. The object of any organized society is to promote the greatest security, well-being, culture, and happiness of its members. All enterprises must function to this end.

The criticism of the American private utilities has related almost entirely to their financing. Some of that criticism was founded in fact, and the wrongs have been severely condemned by the leaders of the industry; but unsound finance is not representative of or general in the business. This is conclusively proven by the events of the depression. Various agencies of the Federal Government advanced money to municipalities, banks, railroads, insurance companies, housing projects, farmers, and manufacturers. The amount exceeded four billion dollars plus the guarantee of farm and home mortgages. Not one cent was loaned to private utilities. They were singled out for special and heavy taxation, from which the municipal power operations were exempt. Judged by that test of unparalleled severity, the American private utilities amply demonstrated their financial soundness.

Those of us charged with management must not be denied the pride of truly great achievement. No industry in the world has been so generally useful in modern life, and contributed so much to our present civilization. With fair criticism we have no quarrel. But eternal wrangling will get us nowhere. The world today is more interested in the future than in the past. There is no power problem, certainly in the United States, that cannot be solved by fair negotiations and reasonable compromise.

I commend to the Government and to the industry the application of Aristotle's Golden Mean.

The CHAIRMAN. And again I am to have the pleasure of calling, for responses to this toast, on representatives of some of the countries from across the seas.

THE RIGHT HONOURABLE VISCOUNT FALMOUTH, *Great Britain*
Vice President, Conjoint Conference of Public Utility Associations; Chairman of the British Delegation

I should like to take this opportunity on behalf of His Majesty's Government to thank the Government of the United States for an invitation to send an official deputation to the Third World Power Conference. It is no secret that we eagerly looked forward to this Conference, but realization has far exceeded anything that we anticipated. This third Conference is drawing to its close. We have discussed here in Washington most interesting subjects. We have had the opportunity, and shall have the further opportunity, of seeing many great developments, but what has touched us all and what we shall all carry away with us is the real sincerity with which you have received us.

The year 1936 is a very suitable one in which to hold a World Power Conference. Two hundred years ago James Watt was born—Watt pondering in England over the problem of the steam engine, Benjamin Franklin pondering in Philadelphia over the mysteries of the lightning stroke. How little could these two great men foresee

the wonderful results of their simple experiments. Two hundred years is a very small period in the lifetime of mankind; and yet, as we look back over those 200 years we view a wonderful pageant, we see invention following upon invention, discovery upon discovery—a vast procession moving forward with ever-increasing speed.

The very success of the engineer has brought serious social problems in its train. The people, and in many cases statesmen, have not been able to adjust their outlook to these radically changing conditions. This Third World Power Conference has its emphasis directed to the economic and social aspect of power problems rather than to the technical side, as has been the case at previous meetings, and I think this change of emphasis is very opportune; for unless we have a complete integration of the social, the economic, and the technical aspects of this great question we can get no long or lasting success.

This Conference, however, has an even more important aspect. We in this hall represent all the great nations of the world; and while we are desirous that our people should all enjoy the wonderful advantages which modern science is able to give, there is something which we desire far more—we desire peace. Over each one of us today there hangs a horrible dread, a fear, an uncertainty—like a great cloud which surrounds us all and through which we cannot see. But here, these last few days we, representatives of the nations of the world, have learned to know one another, to cooperate with one another, to help one another, and we have all enjoyed doing this. Cannot we, members of this Conference, when we return to our respective countries, try to look upon our neighbors in a different spirit? Here we have known no frontiers; why should we know frontiers when we get back home? I ask you on your return to do all you can to dispel this horrible cloud and to let in the warm sunshine of mutual esteem and mutual help, which has been such a remarkable feature of this great Conference. If the nations of the world could carry on their foreign policy in the manner in which we, who are interested in the power policy of these nations, are conducting our negotiations here, what an infinitely better place for the human race this world would be.

ING. RUDOLF FUHRMANN, *Austria*

Ministerialrat, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft; Geschäftsführer, Österreichisches Nationalkomitee

Wir Österreicher haben den Bestrebungen der Weltkraftkonferenz und der Talsperren-Kommission von Anbeginn an das grösste Interesse entgegengebracht und an den Arbeiten der beiden Organisationen nach besten Kräften mitgewirkt, denn wir waren von Anfang an davon überzeugt, dass die Lösung der in jedem einzelnen Lande sich ergebenden grossen Fragen der Energieversorgung und -Verwendung in technischer und wirtschaftlicher, sozialer und rechtlicher Hinsicht, ebenso wie die Lösung der schwierigen technischen Probleme des Talsperrenbaues und -Betriebes auf keine andere Art besser gefördert werden kann, als durch dauernde internationale Zusammenarbeit, wie diese nur durch das Vorhandensein ständiger Einrichtungen wie die Weltkraftkonferenz und die Internationale Talsperren-Kommission ermöglicht wird.

Wir waren und sind davon überzeugt, dass es für alle jene Fachleute, die in der Energiewirtschaft entscheidende Beschlüsse zu fassen und die ausserordentlich grosse Verantwortung zu tragen haben — seien es nun massgebende Organe der Verwaltung oder der Industrie — nicht nur nützlich, sondern geradezu notwendig ist, in ständigem Kontakt mit den Fachleuten der ganzen Welt zu stehen und die Bauausführungen und Planungen, ebenso wie die organisatorischen Massnahmen anderer Staaten an Ort und Stelle kennen zu lernen, wozu die Weltkraftkonferenz ganz ausgezeichnete Gelegenheit bietet.

I would like to take this opportunity to express, on behalf of Austria and in the name of the Austrian delegation, our most sincere thanks for everything which has been so graciously offered us at this memorable Conference. We see in our cooperation, as well as in each international collective undertaking, a way which leads to better understanding between the members of different nations, to the fostering of more cordial relations and to the maintenance of peace. We, therefore, participate with enthusiasm in this work.

DR. W. BORGQUIST, *Sweden*

Director in Chief, Royal Board of Waterfalls

The Third World Power Conference will appear as a new peak in the history of power development. The perspective of the power problem has expanded amazingly. The fuel problem is already a real world problem. Electric power supply is a national interest of the widest importance for all inhabitants of a country.

This meeting is not only great in regard to the number of the participants; above all it is the first meeting where the important problems of power development and utilization have been profoundly considered from the social point of view. Mr Carlisle has mentioned that even many thousands of years ago there lived generations who under favorable conditions were able to reach a high cultural level. We want to believe that our children and our children's children for generations to come will possess the earth under better—not poorer—conditions of living. We should, therefore, content ourselves as far as possible with the annual yield which the sun, the soil, the forests, and the waterfalls give us, and avoid an unnecessary destruction of our heritage of oil and coal and other natural resources, for which no substitutes can probably be found. Ideas like these inspired Mr. Dunlop to found the World Power Conference. The American National Committee and its distinguished leader, Mr. Merrill, have in a meritorious manner advanced these ideas in the program prepared for this Conference.

A well-known American journalist, Mr. Marquis W. Childs, in a newly published book about Sweden has characterized development in Sweden as "The Middle Way" between more extreme courses in other countries. In Sweden, apart from its well-consolidated industry and its rather prosperous agriculture, there is a supplementary and occasionally controlling activity exercised by the government relative to communications and power, and by a well-organized cooperative society with respect to food, clothing, and some other necessities. This is "The Middle Way" between private and public ownership.

A friend asked me recently, if this middle way wasn't about as complicated as walking in the middle of a road, with a line of cars on each side going in opposite directions. Such a picture, fortunately, is not correct in principle. I like to believe that where the welfare of mankind is concerned we are all striving for the same goal, even though the vehicles be of different kinds. This Conference will contribute, if I may be allowed to continue the simile, to the creation of an improved traffic system, by which ample space will be found for every honest driver.

*

The CHAIRMAN. We in the United States this week have been fortunate enough to be allowed to serve as hosts to this assemblage of the notables of the world, gathered here from 6 continents and 52 national subdivisions of the earth's surface. We rejoice in their presence here, and in witness of our pleasure I wish to propose a toast to our guests.

Toast

"To Our Guests"

The CHAIRMAN. To speak to this toast, I am privileged again to call on one particularly qualified to speak to the peoples of the world, a leader in great enterprises, a trusted adviser to governments in times of crisis. I call on Mr. Owen D. Young.

MR. OWEN D. YOUNG, *United States*

Chairman of the Board, General Electric Co.

Having received so many courtesies in the countries of our guests, it is an especial privilege for me, Mr. Chairman, to speak to the toast which you propose.

The Secretary of the Interior has spoken as the representative of our Government. The Chairman of the Consolidated Edison Co. of New York has spoken as the representative of the power industry of the United States. I speak for all the rest.

I may say in passing, not boastfully but informatively, that notwithstanding the great growth in recent years of the business of power and the business of government, the output of both being the largest in our history, I still speak for the majority of our citizens—those plain people who are the consumers of both services; those simple citizens who at one time congratulate and at other times console themselves with the thought that in the end they are the masters of both. In their name I greet you.

Tonight we drank a silent toast to the memory of the pioneers of science who created the foundations on which rests the structure of modern power. Now I salute you who are carrying on the work of the pioneers. In your search for the best, you know no trade barriers, no tariffs, no currency limitations, and no national boundaries. You freely give and are free to take. What more suggestive international conference could there be in this barrier-ridden world than this free

interchange of high values between the free representatives of the commonwealth of science of all the principal nations on this earth?

The modern application of power to the needs of man has brought us our greatest material blessing. No other modern art or industry has added so much to the asset side of the economic balance sheet of the world. And it has all been accomplished in half a century; much of it indeed within the memory and by the aid of those to whom I speak. I salute you as the custodians of what has been and as the creators of what will be.

The research worker seeking with indomitable will the ever-elusive truth; the inventor, with an inspiration superior to intellect and with patience and determination unexampled, pulling something out of the great unknown; the application engineer, adroitly and intelligently adapting the material of the laboratory and of the inventor to practical service; the manager and financier, with courage amid discouragements, facing a new art with the daring of the pioneer; and last of all the thousands of service men, without military discipline but with superb loyalty and devotion, handling the most sensitive form of energy, producing it from moving machines of great refinement, transmitting it under most difficult conditions in city and country, making it available for service instantaneously on the push of the switch at every second of time. To all of these—research worker, inventor, engineer, manager, financier, and service man—I pay my compliment tonight. You are the trustees of what they have done, and you in turn will add your contribution and pass the trust along to your successors. You will jealously guard your inheritance against attack, either from the ignorant, the malevolent, or even the destructively ambitious.

The very success which has been achieved in the industry has tempted unscrupulous men without qualification to hold themselves out in all these fields in order to share the benefits. Such men, unqualified and disqualified, small in number though they be in the history of this art and industry, have cast a shadow on the glory of the great. They have existed in every land. You will not be disheartened or misled by them, but you will support with greater devotion the real contributors while you condemn the false.

This great group for whom I speak, masters of their own destiny and yours, will, both as a matter of instinct and of judgment, demand that you who know shall hold this industry to the highest point of public service and see that it is administered by men of the highest competence and honor. In this endeavor you will have the aid of the highly responsible and competent managers of the power industry of the United States.

The physical and scientific aspects of power development and use are one thing. The problem of political control is another. The first, being of universal application, are appropriate subjects for an international conference. The second, the political controls, being distinctly national, will not and perhaps ought not be influenced by your deliberations, and so may well be put aside.

Out of your discussions will grow increased respect each for the other, increased appreciation of accomplishments and of aims, better understanding of purpose, and greater devotion to the public interest. As a byproduct you will make friends, for that is the way friends are made.

One does not call a meeting to make a friend, for friendship is too elusive and sensitive to be mastered by direct attack. Friendship and good understanding as well as increased knowledge of power should result from this Conference. Unless your visit is fruitful of these great aims, we shall have failed in the kind of welcome that we wish to give.

Men who search so anxiously for the truth in the field of science, men who so successfully find the truth and harness nature in the service of mankind, men who so sincerely wish to make the world a better place in which to live, will not fail in their high endeavor to make the world also a friendly place.

It is to such an aim with high hopes that we welcome you and wish you all success.

The CHAIRMAN. To reply to this toast I shall take pleasure in calling on a representative of Asia, of Europe, and of our neighbors in the Caribbean.

DR. MASAWO KAMO, *Japan*

*Professor, Faculty of Engineering, Tokyo Imperial University; Chairman,
Japanese National Committee*

During the past two or three decades, the men of our profession everywhere have had a growing realization of the fact that the conditions confronting engineers are changing rapidly. Invention after invention, discovery after discovery, following in swift and unforeseen succession, have made possible marvelous achievements never before dreamed of. Modern civilization, the principal roots of which are in man's knowledge of and command over the forces and resources of nature, is fast turning the world into a vast new organism; and "power" still remains unchallenged as the main artery supplying the blood stream of our activities and our progress.

The World Power Conference, since its inauguration in London in 1924, has mobilized and commanded the brains of the whole world for the study of the better use and the more efficient development of distribution of this vitalizing stream. Through numerous plenary and sectional meetings, and through the diffusion and interchange of knowledge and experience concerning power, it has made a valuable contribution toward national and international adjustment of the industrial and scientific resources of power. But at present we are confronted with fundamental difficulties. Engineering materials are being employed to the limit of their physical and chemical properties. The preparation of liquid fuel is a problem of vital importance, the satisfactory economic solution of which has long been sought. The Chemical Engineering Congress, held in London last June, gave a substantial impetus toward overcoming some of these deficiencies; and it had far-reaching results in cultivating fellowship among chemical engineers.

Crowning this brilliant success of the Chemical Congress, the World Power Conference has been convened in Washington for its third plenary meeting; this time by the President of this greatest Republic. Here the problem has been reviewed on a much broader basis, from its economic, social, and organizational aspects, thereby interesting not only engineers but politicians and business men as well. It has

succeeded in broadening its scope still further by holding concurrently the Second Congress on Large Dams. The World Power Conference is no longer an organization of persons concerned merely with "power" as expressed in this simple word; but one which represents a world-wide endeavor to promote the welfare of humanity as a whole.

I sincerely congratulate the Third World Power Conference on its success in arousing universal interest in the power problem. There is no doubt that future deliberations by such impartial coworkers aimed at the common goal of the well-being and happiness of mankind, irrespective of national and geographic boundaries, will eventually result in laying a firm foundation for the peace of the world.

DR. J. BÜCHI, *Switzerland*

Consulting Engineer; Chairman of the Swiss National Committee

We, your guests, have been particularly touched by the cordial words with which Mr. Young has welcomed us this evening and by the heartiness of the welcome which you, our hosts, have extended to us not only on our arrival, but ever since. Our thanks must be expressed not only to the American National Committee and its many collaborators, but to the American authorities as well, and to all our American friends and colleagues and to the amiable American ladies whose great kindnesses we have much appreciated.

Since the honor of replying to this toast has been entrusted, amongst others, to the representative of a little country like Switzerland, it certainly cannot be because our country is one of those which are most extensively electrified; for this problem was comparatively easy for us to solve and similar results have been attained by other countries under far more difficult conditions. Perhaps the real reason is to be found in the importance of our country in the concert of nations, as a country which strives to serve the good of all; and you may have desired to give to its representative the pleasure of being the interpreter of the spirit which binds all your guests to you, our host, and which has found such eloquent expression at our meetings, namely, the spirit of high endeavor to render service to mankind. I would like to express the respect, friendship, and general sympathy felt by the Government and people of the world's smallest but oldest democracy, Switzerland, to the Government and people of our great and admirable sister democracy, the United States of America.

PROF. MIGUEL VILLA Y RIVERA, *Cuba*

Presidente, Sociedad Cubana de Ingenieros

La cortés y honrosa designación hecha por el Comité Nacional Americano de la Tercera Conferencia Mundial de la Energía y el Segundo Congreso de Grandes Presas para dirigir a Uds. la palabra esta noche nos ofrece a los miembros de la Delegación Cubana la oportunidad de hacer presente a todos la satisfacción que hemos tenido asistiendo a las sesiones de trabajo del Congreso y de la Conferencia y a los diversos y distinguidos actos sociales con que hemos sido honrados durante estos días.

El espíritu esencial del mundo moderno descansa sobre dos bases íntimamente ligadas; el espíritu científico y la aplicación de la ciencia, y al desarrollo y perfeccionamiento de éstas se ha dedicado el hombre desde que allá en la Grecia, genios inmortales establecieron principios fundamentales que siglos y siglos pasarán y todos los prodigios de las nuevas ciencias serán necesarios para comprender sus maravillosos descubrimientos.

Ellos formaron y fijaron el ciclo famosa del espíritu científico, dejando radiante de gloria e inundada de luz, que veintidós siglos apenas han podido hacer palidecer, la historia de aquella maravillosa edad.

Pasaron después siglos de densas tinieblas y de fanaticismos exagerados y el hombre poco a poco comenzó de nuevo a interesarse por los secretos del mundo que le rodea y ya no vive del empirismo y del consejo sino que comienza a suplementar la experiencia por el experimento, dedicándose a observar de cerca los fenómenos naturales, iniciándose entonces la segunda etapa que caracteriza el espíritu moderno, la aplicación de la ciencia.

El hombre acude a la naturaleza como fuente de su inspiración y allí estudia las relaciones entre los fenómenos que en ella ocurren y cuya génesis está en muchos casos fuera del alcance de nuestro intelecto, pero cuyas leyes llega a conocer, y aplicándolas, después de comprobaciones universales y tras resultados afirmativos, nos permite llegar a conclusiones aceptadas sin reserva alguna por todos.

Esta aptitud unificadora que hace converger las inteligencias de personas de distintas nacionalidades y creencias hacia una sola y firme convicción, es característica de la ciencia y de ella no participa en tan alto grado ninguna otra concepción humana.

Hemos estado reunidos durante una semana un grupo de hombres de cincuenta y dos nacionalidades tratando de conocer la mejor manera de aprovechar y encauzar las fuerzas que la naturaleza prodigamente nos ofrece, en beneficio de la humanidad. Todos y cada uno de los miembros de esta Conferencia y de este Congreso han contribuido al acervo común de los hombres de ciencia para mejorar las condiciones de vida de nuestros semejantes. La labor ha sido fructífera y se ha desarrollado en el ambiente agradable y acogedor de esta bella ciudad de Washington en la que no es posible cambiar la dirección de nuestra vista sin tener un nuevo sentimiento de satisfacción y de admiración.

Por ello, deseo expresar a todas cuantas personas han laborado por este nuestro bienestar el más sincero agradecimiento de sus huéspedes y hago votos por que nuestra labor no sea estéril y que redunde en beneficio mutuo; por el bienestar y desarrollo progresivo de los países aquí representados; y por el eterno entendimiento de los hombres en senderos de paz y de mutua comprensión.

On behalf of the Cuban delegation and responding to your toast "Our Guests," it is my privilege and pleasure to express to you all our deepest appreciation for so many courtesies and honors offered to us, and to assure you that we will always keep the fondest recollections of these days spent in your company.

Special Meeting

Constitution Hall, September 11, 1936

Addresses

DR. WILLIAM F. DURAND, *United States*

Chairman, Third World Power Conference

Presiding

The CHAIRMAN. We shall have this afternoon, preceding the address of the President, three other addresses on the general subject of power and its relation to an advancing civilization. The subjects of the addresses are: "Power and Culture," "Power and Social Progress," and "Power and the State." The speaker to the first of these topics comes to us from long years of study and research on this and cognate subjects, as editor, teacher, philosopher, author, and student of world problems.

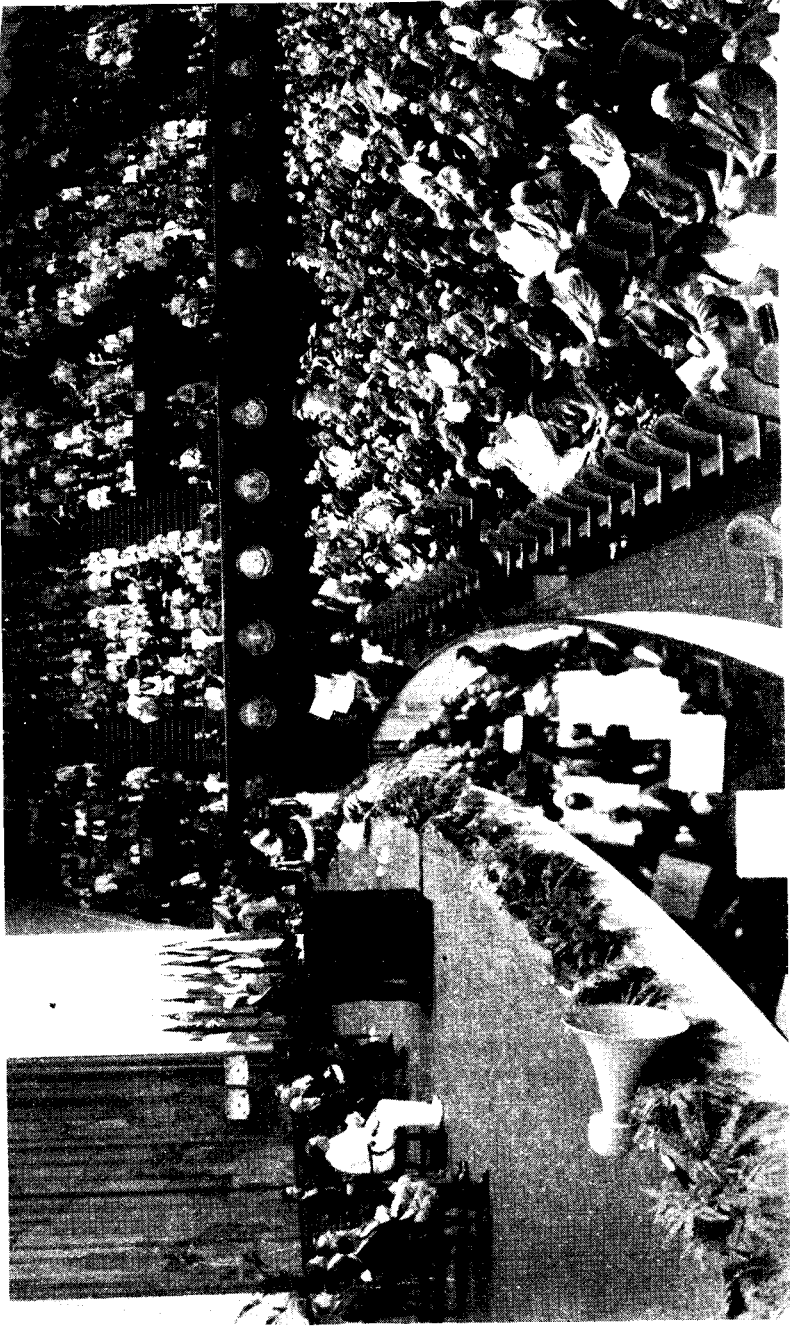
Power and Culture

MR. LEWIS MUMFORD, *United States*

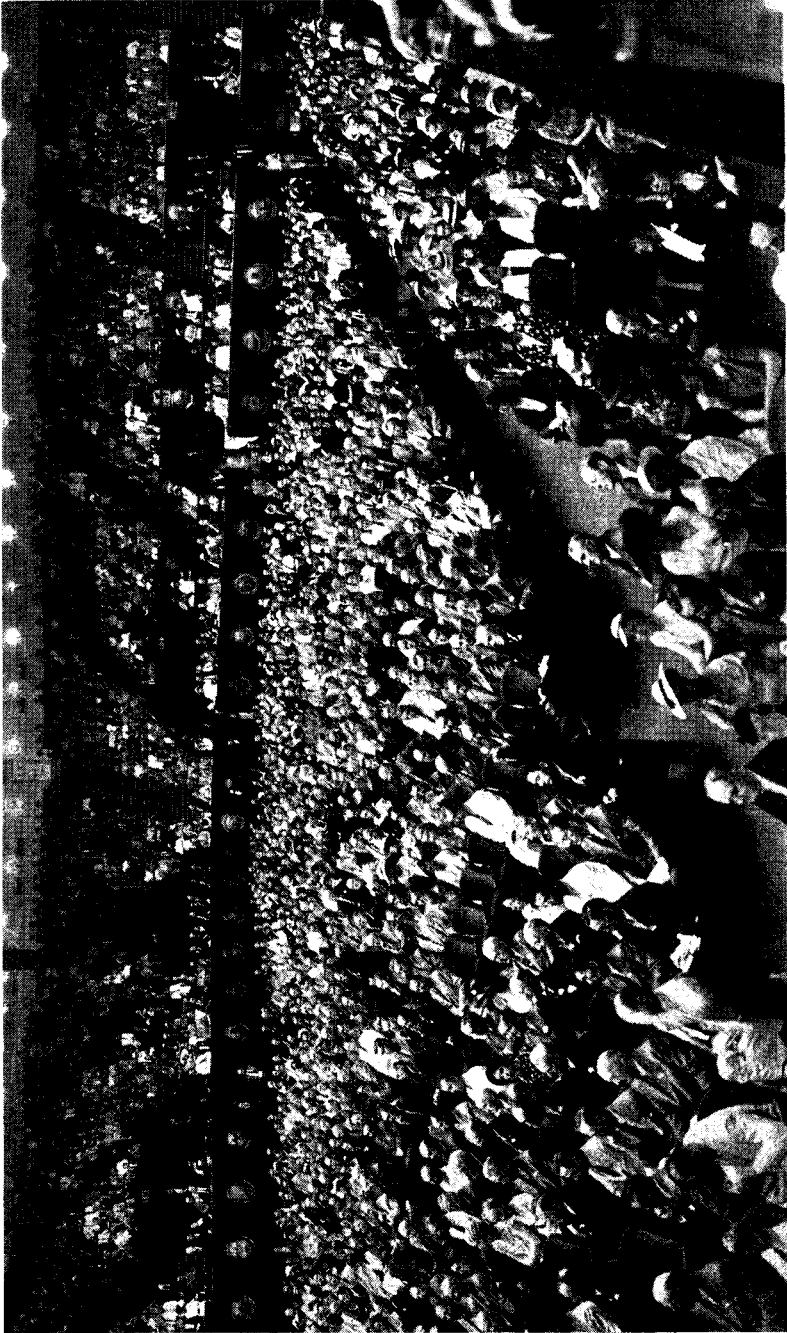
Author of "Technique and Civilization"

Baron Bunsen once asserted in the presence of John Ruskin that the object of civilization was to make man more powerful, and Ruskin disagreed. The object of civilization, he said, was to make men more civil. Neither of these observations is completely at fault, but the contrast that they imply is an unreal one; for without power the best life is precarious and feeble, while without creating a culture capable of civilizing the irrational and brutal impulses of man, the most extravagant command of power tends only to promote barbarism and in the end is destitute of human meaning.

Every society is characterized by the means it uses to convert energy into life and to convert life itself into those higher forms of energy that we call culture. From the entire quantity of energy that is available through the sun's radiation, only a fraction is converted into vegetation and animal life; and of this a much smaller amount goes to the support of human existence. And again: Of this modicum of energy that man has learned to seize and turn to his own uses, only an insignificant quantity is finally salvaged, and transmuted into the material and immaterial instruments of human culture—handsome cities, comely landscapes, works of literature, art, science, and above all, communities of well-endowed men and women who are in full possession of their social heritage.



Special Meeting, Constitution Hall.



Special Meeting, Constitution Hall. — La séance spéciale, Constitution Hall. — Sondersitzung, Constitution Hall. —
La sesión especial, Constitution Hall.

The amount of power finally transmuted into culture is relatively as minute as the quantity of radium that can be extracted from a ton of pitchblende. But note: It is this infinitesimal residue of culture that gives point to all the preparatory functions and activities, and justifies man's quest for power. If the primary conversion of energy through tools and machines and utilities is the essential means toward a higher civilization, the transmutation of power into culture is no less the essential end. What is important from the standpoint of society is the ratio of power physically converted to power socially transmuted. And every increase in the power denominator imposes an ever graver duty to increase the cultural numerator. Though we have made gigantic strides forward during the past century in the processes of conversion, we have not kept pace in cultural transmutation: Hence the social fractures and strains that confront mankind today: Hence signs of social impotence and barbarism.

Now, in the history of civilization, power has played a twofold part: It has had both a positive and a negative sign. Those who command power have not merely the ability to sustain and enrich life; they are also prey to the temptation to exterminate life. More effective agents of power have furthered the social processes and built up a grand social heritage, releasing human energy for creative activity and for noble forms of leisure, without imposing slavery upon other men; on the other hand, the instruments of power have been appropriated by predatory groups that seek in the manner of Procrustes to make the activities of the communities fit their narrow and arbitrary pattern. From the iron weapons of the Hittites to our own latest malign weapons of destruction, the perversion of power by those who are indifferent to the processes of culture, has led neither to control over the environment nor to the sustenance of society; on the contrary, it has created chaos and left behind ruin.

In the development of power there has been a see-saw between the forces making for life and the forces working toward death—for every advance in power has intensified the possibilities for human destruction. Power, whether it be embodied in a drilled and disciplined army, or in a series of turbines and generators, is not in itself a mark of civilization, or a contribution to civilization. Without a humane social purpose such power may in fact be highly inimical to culture, an instrument of barbarism, capable of extending the area of barbarism. To rescue our technology from these possibilities of waste, perversion, destruction, and wanton death is, perhaps, the main task of men of good will today.

One of our American historians, Henry Adams, predicted that during our generation the world would change from a mechanical to an electrical phase, with a vast increase in energy and an acceleration of all social processes. He pointed out that this might mean, either the speedy destruction of our civilization, or the building up of a new world on a different basis. This new power complex, which Sir Patrick Geddes before Adams called the neotechnic complex, has been marked by certain definite features, which distinguish it from the era that relied on the coal mine and the steam engine alone; some of these features hold large promise for human culture.

What are the characteristics of the new power complex? The most salient points are the application of electrical energy to manifold

industrial, biological, and social uses: The employment of multiple sources of power, running water, moving wind, coal, petroleum, alcohol, and—perhaps ultimately to become the most important—the direct use of solar energy, rather than reliance upon a single source, irregular or limited in amount or restricted in topographical distribution; finally, the ability to utilize electric power in quantities infinitely varied in range, from the current in milliamperes that ionizes a tooth to the output of a transformer capable of imitating a bolt of lightning. Inheriting the ideals of the paleotechnic period, we have been too easily impressed by a merely quantitative increase in power. What is more important is the fact that the new complex gives power a radically different set of qualitative attributes: Variety of sources, wide distribution, diversification of the instruments for applying power, flexibility of means; the equalization of power effectiveness between small industrial plants and large plants, between small cities and big cities, between cities and rural areas. For all these things mean, ultimately, more perfect adaptation to the requirements of human life and culture.

Certain features of the neotechnic power complex are still backward. None of its prime movers, except the water turbine, has yet reached a high degree of efficiency, except in comparison with even poorer engines used in the past; worse than this, it still lacks a cheap means of storing sufficient quantities of electrical energy. These gaps should of course be challenges to invention, like the original blank spaces in the periodic table; and despite this uneven development, the main outlines of the opening phase of our new economic and social regime are already fairly well-defined.

As relates to society, the first important point to note about the neotechnic power phase is that it is based upon the highly cooperative methods of western science, as they were built up from the seventeenth century onward; methods of experimental trial and selection, systematic verification, leading toward carefully defined objective truths, modifiable only by a more rigorous utilization of the same methods, with no respect for temperamental or national biases. The main neotechnic inventions did not arise in a series of empirical improvements like the steam engine or the power loom. They were practical derivations from mathematical formulae and scientific experiments.

This western science took shape originally under the tutelage of the Christian church which had sought to establish a common moral basis for life through western civilization. And the concern of modern power technics with universal instruments of transportation and communication, with the telegraph, the telephone, the radio, the motor car, and the airplane, owes a powerful debt to the social thinkers of the eighteenth century, who dared to renew the Christian dream of a universal order and a united humanity. These men felt that the obstacles to humanity's unification lay not in an original lack of good will, but in a lack of the physical means for realizing their common aspirations.

There is already much evidence at hand to show that western science cannot survive in communities that reject this moral basis and regard themselves as necessarily cut off by race or ideology from the rest of mankind. Power technics is a product of a universal ideal, and unless the ideal itself be preserved, the basis of the technics will be

undermined. If the search for verifiable truths be subordinated to the claims of a state for unconditional loyalty, the very faith in the good will and cooperation of all seekers after truth will be wiped out: To hold back important scientific truths from rival groups, in the interests of the State, will take precedence over science's larger duties to mankind; and the ability to communicate freely across frontiers will disappear.

The second major fact about the neotechnic complex is that many of its inventions spring directly out of an interest in life, rather than out of a magical search for wealth and power and control over the physical world. I need only mention Bell's study of the human voice, which led to the telephone, or Marey's and Pettigrew's studies of animal locomotion, which led, no less directly, to the motion picture camera and the airplane. In other words, in the neotechnic phase, the machine itself is partly oriented toward the world of living organisms.

Now every technology must perform some service to life: Invention for invention's sake is socially even more meaningless than invention for profit's sake. But in the neotechnic phase, the inventor contrived new means for reproducing and transmitting through space and time the very phenomena of life; human voices, human images, human movements. Hence a significant tendency that is already observable: a tendency to shift the center of gravity from mechanical production to vital consumption; from the machine itself, as an isolated agent for multiplying physical power, to the human community, as the locus of all the gains made through the invention of machines and the organization of industry.

This new concern of technics with life is doubtless a manifestation of a deep organic change that has been going on throughout our civilization, a change that did not begin yesterday. One associates it with the eighteenth century interest in nature and in rural life, with the tremendous growth of the biological sciences in the century distinguished by the names of Charles Darwin and Johannes Müller and Louis Pasteur, with our new concern for hygiene and health, for education and child welfare, with a resurgence of interest in biological breeding and nurture on all levels, with new developments in diet on one hand, and with sport and the dance and sexual expression on the other.

What is important to note is that these vital interests are not opposed by modern technology as they were opposed, in the main, by the machine-centered paleotechnic period, with its waste of manpower, its wholesale pollution of the environment, its destruction of natural resources, its foul congestion of population into dismal man-heaps that no longer deserved the name of village or city. Our vital and social impulses today, on the contrary, are reinforced by the progressive elements in our technology. Electrical contacts must be bright and clean, no less than human hands; and in order to make water power secure, the prevention of deforestation and soil erosion is as important as the interlinkage of power stations. Neotechnic industry and neotechnic society rest upon a planned and carefully coordinated use of power, materials, and personnel. This control, this plan, this coordination, this conservation, this balance are essential contributions toward a higher culture; the very instruments of our new technology have potentially a deeply moralizing and socializing effect.

But if the instruments of a better civilization are at hand, with their promise for a new lift in culture, the development has been one-sided—for never before were the engines of destruction more effectively marshaled, and never before have barbarism and insecurity and terrorism threatened so large an area of civilization. What society needs, in order to make power subserve human life, is a clear conception of humane goals and alternatives, and above all, the building up once more of universal standards of thinking, feeling, and acting, standards common to all men of good will in all ages—standards making for a cooperative and symbiotic society, rather than for a predatory or parasitic one. A refined technology, in other words, cannot be run effectively except within the framework of a more highly rational economic and political system; nor can it be run by people whose moral conceptions and whose psychological capacities are of a cruder order than the intricate mechanism they are called upon to work. Our mechanical advances must be coordinated with our social capacities. As machines become more powerful and automatic, their rulers must become more self-controlled and more humanized.

This neotechnic order cannot be run for long by people who do not believe in the objective procedures of modern science, or who accept the process of cultural transmutation only to the extent that it promotes blind obedience and servile discipline on the part of the underlying population. It cannot be run by people who have superstitious fears against modifying obsolete patterns of law or conduct, or who believe that the fundamental human right to life and the means of living must be made subordinate to private rights to property, monopoly, or exploitation. Finally, it cannot be run—except toward swift catastrophe—by people who place the predatory uses of power, for national conquest or class domination, above its wider social uses. In short, neotechnic power cannot be safely left in the hands of those who, in William Blake's words, would forever depress mental and prolong corporeal war.

Civilization, then, can no longer blindly accumulate the physical means of power without creating more universal ends, more rational social controls, and more adequate social outlets. Not merely must we visualize a new framework of farms and villages and cities and regions, which will make industrial organization subordinate to the demands of nurture and education and living. We must also create, through systematic spiritual culture, a body of common ideals that will make social cooperation possible once more throughout civilization, in the East no less than in the West.

Lacking these universal social goals, our civilization will be paralyzed by a constant play of fear and foreboding, by a tendency to obtain the mere forms of social order through regimentation instead of intelligent cooperation, by sinister mass competitions in the arts of murderous destruction. The alternative is clear: Either a comprehensive collective effort to transmute power into culture, or a giving way before those forces that would pervert human values, debase life, and finally, in a paroxysm of brutal rage, destroy themselves in the act of destroying civilization. At the present moment, the degrading and unbuilding forces in modern society seem, in more than one area, to be uppermost. Only resolute energy, disciplined imagination, and common good will can save us. Will we make the necessary sacrifices

of individual and group and national egoism? Can we rouse ourselves to the necessary efforts of cooperation and construction? There are no two answers. We dare not fail.

*

The CHAIRMAN. The speaker to the second topic comes to us as a neighbor from across our northern boundary, consulting engineer, designer of great works for industry and for power, trusted adviser in technical and financial investigations of engineering projects.

Power and Social Progress

DR. ARTHUR SURVEYER, *Canada*

Ingénieur Conseil

Je désire d'abord remercier les organisateurs de cette séance spéciale d'avoir bien voulu inviter le Canada à y prendre part au même titre que les États-Unis de l'Amérique du Nord et que les États de l'Amérique Latine. Ce geste amical caractérise bien les relations de bon voisinage qui unissent le Canada et les États-Unis. Je remercie les organisateurs tout particulièrement de m'avoir demandé de parler en français, puisque ceci me donne l'occasion de vous signaler qu'au Canada, et plus particulièrement dans la province de Québec, la langue française et la langue anglaise sont toutes deux en usage.

Au cours des séances qui viennent de se terminer, les techniciens venus de toutes les parties du monde, ingénieurs, économistes, chefs d'entreprises, ont envisagé tous les aspects scientifiques et pratiques de l'utilisation de l'énergie sous toutes ses formes. Il serait donc superflu d'aborder, cet après-midi, ce côté de la question, mais je voudrais examiner rapidement avec vous l'effet, sur les êtres humains, de cette utilisation de l'énergie, qui depuis l'invention de la machine à vapeur n'a cessé de se développer à un rythme de plus en plus accéléré.

Il faut se rappeler d'abord que la mécanisation et la révolution industrielle ne remontent qu'à 150 ans, et que presque toutes les découvertes importantes ont été faites au cours des 50 dernières années. Avant l'invention de la machine à vapeur, les sources d'énergie que l'homme avait à sa disposition se limitaient à son propre travail physique, au travail des bêtes de somme, et à l'utilisation de la force du vent et des petites chutes d'eau. C'était donc avec difficulté qu'il arrivait à subvenir aux nécessités de sa vie; et il était, par conséquent, incapable de produire en grande quantité les objets qui contribuent à l'augmentation du bien-être et du confort. L'homme a maintenant à sa disposition l'énergie qui provient de l'emploi de la houille noire, la houille blanche, le gaz naturel et artificiel, et des dérivés du pétrole.

De toutes les découvertes, qui ont contribué à généraliser la mise en oeuvre de l'énergie et à augmenter le bien-être de l'humanité, les plus importantes sont, sans contredit, la découverte de l'électricité et de toutes les inventions qui aident à la production, au transport, à la distribution, et à l'utilisation facile de l'énergie électrique. L'on estime que, grâce à l'électricité, chaque être humain a maintenant à sa dis-

position de vingt à quarante serviteurs, suivant le degré d'électrification de pays qu'il habite. C'est grâce à la mise en usage de cette énergie que l'homme a maintenant certains loisirs, et qu'il n'est plus obligé de concentrer toute son activité à la production des aliments et des objets nécessaires à sa survivance.

C'est la mise en usage de ces formes variées d'énergie qui a permis à l'homme d'augmenter son rendement et de produire plus de richesses, plus de biens, comme disent les économistes, tout en diminuant progressivement son effort physique et la durée de ses heures de travail. C'est ainsi que dans un monde où le confort a été toujours en augmentant, et où les objets à la disposition des êtres humains sont devenus de plus en plus nombreux, les heures de travail ont diminué en raison inverse de l'augmentation du confort; et que les peuples ont vu la semaine de 84 heures, qui était encore en vigueur vers le milieu du siècle dernier, devenir d'abord la semaine de 72 heures, puis la semaine de 60 heures, ensuite celle de 48 heures; et l'on parle maintenant d'une semaine de 40 heures, et même de 30 heures.

Si l'on se reporte en arrière, et si l'on examine à vol d'oiseau l'histoire du monde, l'on constate que la tendance générale, depuis des siècles, a été dans le sens d'une diminution de la différence entre la condition des grands et des riches, et celle des petits et des pauvres. Ce rapprochement, entre la condition de ceux qui sont en haut de l'échelle sociale et de ceux qui sont en bas, n'a pas eu lieu, comme on serait tenté de le croire, grâce à la redistribution de la richesse des grands, mais plutôt grâce à l'augmentation dans la production mondiale des biens à distribuer, et à la distribution plus abondante de ces biens aux membres des autres classes de la société. Cet accroissement du bien-être de la grande majorité des êtres humains provient des utilisations de plus en plus variées de l'énergie, et du remplacement du travail humain par la machine.

Reportez-vous un instant par la pensée aux conditions de vie et de travail, tant dans les habitations que dans les usines, au début du siècle présent, et vous pourrez mieux mesurer le progrès accompli grâce aux multiples emplois de l'énergie. Rappelez-vous les usines mal chauffées, mal éclairées et mal ventilées d'il y a moins de 50 ans, où l'ouvrier était dans bien des cas assujéti pendant de longues heures à un travail pénible et fatigant. Comparez ces conditions avec celles de l'usine moderne, avec ses murs extérieurs presque entièrement vitrés, son éclairage scientifique, son contrôle des températures, son aération, et son conditionnement de l'air, où l'on s'efforce de limiter l'effort musculaire de l'ouvrier, en mettant à sa disposition tout un outillage spécial qui accomplit pour lui les tâches les plus pénibles. Il suffit de faire cette comparaison pour se rendre compte que l'on ne pourrait pas supprimer, ou même diminuer, les utilisations de l'énergie. Un tel retour en arrière serait impossible, car, comme le disait un économiste français, "la machine, c'est l'augmentation toujours grandissante de la domination de l'homme sur les choses; c'est le maximum de satisfaction acquis avec le minimum de peine."

Je sais qu'à chaque nouvelle dépression, et notamment au début du bouleversement économique mondial qui a commencé en 1929, plusieurs ont voulu tenir le machinisme responsable de la crise, et surtout du chômage qui l'on a attribué au déplacement de l'homme par la machine. Je ne veux pas faire ici l'historique de la crise, mais je crois que

la plupart des économistes s'accordent maintenant pour reconnaître que la mécanisation a peut-être contribué à aggraver la situation, mais que certainement elle n'a pas été l'une des causes déterminantes de la crise.

Il est important de noter que la mécanisation a eu une plus grande répercussion sur le sort des ouvriers agricoles que sur celui des employés de l'industrie. En effet, l'introduction de la machine sur la ferme n'a pas, malgré l'abaissement du coût d'exploitation, augmenté la consommation des produits de la terre. En plus, dans la plupart des pays, les agriculteurs qui ont travaillé à la terre pendant la majeure partie de leur vie peuvent difficilement s'adapter aux autres occupations. Au contraire, lorsque la machine remplace l'homme dans l'industrie, elle contribue, en augmentant la production, à l'accroissement de la richesse nationale. Le salaire des employés qui demeurent est majoré, le produit fabriqué est mis à la portée d'un plus grand nombre, et l'ouvrier déplacé peut être très fréquemment absorbé dans de nouvelles industries ou dans les services de distribution et de transport, dont l'importance croît nécessairement du fait de l'augmentation de la production. Il est vrai qu'il y a toujours une période de décalage entre ces divers événements, et c'est ce retard dans l'absorption des ouvriers libérés, retard qui est accentué dans les périodes de crise, qui est la cause des attaques chroniques contre la machine et contre la mécanisation de l'industrie.

Toutefois, il faut bien admettre que si la machine a contribué puissamment au progrès social matériel, il est difficile d'affirmer qu'elle ait contribué au progrès moral des peuples. La mécanisation n'a évidemment pas changé le caractère de l'homme. La cupidité et l'intérêt particulier sont encore des mobiles d'action plus puissants que le désintéressement et le souci de l'intérêt de la collectivité.

Il est indiscutable que les inventeurs, les ingénieurs, les techniciens, sont en avance sur les économistes et les sociologues. Leur tâche était du reste plus facile, car ils avaient surtout affaire à la matière inerte, tandis que les autres ont à compter avec la nature humaine, et ses inaltérables défauts. Il est certain qu'en ce moment nous avons la possibilité technique de fournir à chaque être humain non seulement le nécessaire, mais un certain confort. Malheureusement, il ne suffit pas d'avoir découvert les méthodes de production des richesses, il faut aussi savoir comment les faire circuler et les répartir. De ces deux sciences, la première, comme nous venons de voir, est déjà parvenue à un haut degré de développement; la seconde est restée lamentablement en arrière.

Il n'est pas question de revenir au laissez-faire d'autrefois. Le monde est fatalement entraîné vers une économie qui sera de plus en plus réglementée. Mais pour produire il suffit de la science, tandis que pour réglementer et pour gouverner, il faut non seulement la science mais en outre la prévoyance et la sagesse. Ce qu'il faut donc, c'est une connaissance plus exacte de la sociologie et de l'économie politique, c'est la vulgarisation de ces sciences, c'est l'éducation d'un plus grand nombre.

Apprenez à l'élite à gouverner, à la masse à savoir choisir ses chefs et à se laisser gouverner, très bien. Mais il ne faudrait pas supprimer la machine, ou même entraver le développement de nouvelles utilisations de l'énergie; car c'est par l'asservissement des forces naturelles par la

machine, par une production toujours plus grande des biens, par une distribution toujours plus équitable de ces richesses, que nous parviendrons à cette vie pleine de bien-être, ce "more abundant life" que réclame pour son peuple, avec persistance et énergie, le grand homme politique qui est, en ce moment, Président des États-Unis d'Amérique du Nord.

*

THE CHAIRMAN. The speaker to the third topic comes to us representing that vast country in the southern continent of this hemisphere—Brazil. Educated as a jurist, later a teacher, member of the Constitutional Convention of Brazil, author on subjects of jurisprudence and politics, Minister of Communications and Public Works.

Power and the State

THE HONORABLE JOÃO DOS REIS, *Brazil*

Minister of Communications and Public Works

It is well that the program of the present Conference should differ materially from that of its predecessors; that the emphasis should have been changed from strictly technical matters to those more fundamental, and in many respects more important, problems concerning the relation of power, its development and its application, to the economic and social interests of nations. It is also well that the statesman and the layman have been called in to assist the engineer in the discussion of the economic and social aspects of what the latter has accomplished, and in the consideration of problems of organization, planning, distribution, use and control of power. The statesman, the lawyer, the engineer, the executive, and the business man have all been welcomed to this Conference, in an atmosphere of cooperation, thus giving to this assembly a broader aim and a more significant effort towards ameliorating the economic troubles of mankind. The truth is, that while the problems of power largely concern technicians, their activities would not be complete without the cooperation of the sociologist, the economist, the lawyer, the statesman, the man of affairs—of all those who have "*des clartés de tout.*"

There is no problem of more vital interest to the people of a country, or to the general welfare of mankind, than that of power. There is little doubt that the present trend of legislation is toward nationalization of energy resources, control by the State, extension of facilities to all places where men live, reduction of costs, and the greatest possible energy consumption. The police power of the State, overcoming the policies of *laissez faire*, was established as the legal basis for control of public utilities in the United States in the case of *Munn v. Illinois*, decided in 1876. Never since has it been questioned that when a special public interest is involved in any private enterprise, the State can and should intervene whenever necessary to adjust the various elements of the economic structure for the purpose of creating a community of interests between the different parts of the Nation, and between various economic units and groups. Furthermore, the intervention of the State in private enterprises is being constantly solicited by these enterprises themselves.

The State cannot limit itself to a passive role and abandon its duty to ensure as wide a market as possible for power at reasonable rates. Very much to the point were the remarks of President Roosevelt, when he said: "It is not that we do not have enough electric power. What prevents us from taking advantage of our own resources is that many selfish interests which control electricity are too shortsighted to understand that moderate rates would result in greater utilization of electric power. The price which is paid for a public service is a determination of its use." On again approaching the problem from the standpoint of the vast resources of power in the United States, he points out in his "Looking Forward" that, although he is not one of those who subscribe to the idea that all public utility services should be owned and operated by the State, he does believe that the existing waterfalls which are the property of the Union or the States should be harnessed by them.

The example of the League of the Municipalities of Ontario is noteworthy, and in spite of the regulation of power through the existence of certain Public Service Commissions, there is still agitation, referred to by Ambassador Frederic Sackett in the address which he made before the Second World Power Conference in 1930, that all sources of hydraulic power should be the property of and operated by the State and that the public would benefit if the Federal Government owned and operated the network of power plants on its navigable rivers.

In France, where property rights are defined in the Civil Code as "absolute and exclusive," they are so only because the code authorizes the owner to exercise them to the exclusion of other individuals and take advantage of the principle of *erga omnes* (that is, against everybody), although only to a relative degree.

A strong but subtle infiltration of the social element has been entering into jurisprudence for some time past, altering the old concepts of property rights until today they have a social function, just as the former so-called individual rights are ceasing to be personal rights and are becoming in effect an authority and right conferred upon an individual in order that he may fulfil his mission for the good of the community. This change of concept would be enough to serve as a basis for the assertion of control and readjustment on the part of the State with respect to power and to the multiple economic and social consequences of its use and exploitation.

The example of Brazil with respect to the power problem is significant and worthy of special attention, because it shows that new trends are being followed in legislation. Under the terms of the Brazilian Constitution of 1891, which was excessive in its rugged individualism, mines, waterfalls, and all the wealth of the soil belonged to their respective owners by right of accession. Such wide scope was given to property rights under the principle of accession, that no legal distinction was made between ownership of the surface and of the subsoil, or between that of the soil and the waterfalls. The principle of the right of eminent domain (*jus domini*) was extended to and included everything under the heavens.

Brazilian jurisprudence could not, however, remain aloof from the changes which law in general, and particularly the right of property,

was undergoing; and the Constitution of 1934 of the United States of Brazil provided:

That mines and other riches of the subsoil, as well as waterfalls, constitute property distinct from that of the soil for purposes of exploitation or industrial utilization;

That the industrial utilization of mines and of mineral deposits, as well as of waters and of hydraulic energy, even when privately owned, depends on Federal authorization or concession, in the form of the law;

That authorizations or concessions shall be granted exclusively to Brazilians, or to concerns organized in Brazil, with reserve to the owner of a preference in the exploitation or of coparticipation in the profits;

That the utilization of hydraulic energy for small power development and for the exclusive use of the owner shall not require authorization or concession;

That after the conditions established by law are complied with, among which is that of possessing the necessary technical and administrative services, the States shall proceed to exercise within their respective territories the Federal attributes;

That the law shall formulate regulations as to the progressive nationalization of hydraulic energy deemed basic or essential for the economic or military defense of the country.

Thus we see that Brazil, following the universal trend, has established in its Constitution control by the State over its power resources.

The water code of Brazil incorporates in the national patrimony all the waterfalls existing in the rivers of the public domain. The utilization of hydraulic power is subject to supervision by the public authority; and waterfalls having potential capacity of 150 kW or more are considered as being of public utility. The code establishes rules intended to protect both consumers and the companies, including the right to determine reasonable rates; provides in conformity with the provisions of the Federal Constitution for the lapse of concessions, and for the prevention of abuses or lack of responsibility on the part of concessionaires; fixes 50 years as the maximum limit of concessions, thus allowing for a change of the terms of the concessions if circumstances have also changed; and obliges the concessionaire to reserve part of the hydraulic power for the benefit of public services. Though endeavoring to eliminate the "*barreur de chutes*," the code makes possible the use of foreign capital in an atmosphere of healthy financing. The code has no nationalistic exaggerations and, with the exception of express provisions of the Constitution, regards nationals and foreigners alike in so far as concerns the industrial exploitation of electric power.

Just as the nineteenth century had in its machinery, so the twentieth century has, in electricity, the pulsating center of its civilization. At this hour when the economic and social importance of hydraulic power appears so important, the supervision of the State, coordinating and adjusting individual action, is moving toward the complete control of public services. The superior authority of the State is necessary to reinforce equity and justice and to assign them their place among the various factors of economic life. There is no place for any other

policy, and in this march of progress I hope, and am sure, that we, enjoying the hospitality of this great country and inspired by its efforts and accomplishments, shall in our deliberation reach conclusions which will be beneficial to the world and to our respective peoples.

*

The CHAIRMAN. And now I have the distinguished honor of presenting to this international audience in the person of the next speaker, a friend of power, one near to whose heart now for many years have lain the great problems concerning the liberation and distribution of power in such form and manner as shall secure the maximum of useful service to the greatest number of our people at the minimum of cost to them. Ladies and gentlemen, the President of the United States.

Greeting

THE HONORABLE FRANKLIN D. ROOSEVELT

President of the United States of America

I desire to add my personal greeting to the official greeting which it has been the pleasure of the Government of the United States of America to extend to you. The United States considers it an honor and a privilege to be the host of the Third World Power Conference and of the Second Congress of the International Commission on Large Dams.

The World Power Conference and its associated International Commission are very notable institutions.

It is one of the achievements of our generation that business men, engineers, lawyers, social workers and other people of affairs should meet in international assemblies, not merely for promotion of the abstract sciences and techniques in which they may respectively be engaged, but for exploration of the application of these to national welfare and betterment of the conditions of human life.

There are very special reasons why we in the United States prize the opportunity to provide the forum for discussion of the problems which are being presented to your Conference.

We are relatively a young Nation, facing now the problems of matured national life. Many among you represent Nations of far longer experience.

We have a strong conviction that any success we may have in organizing the household of this Nation, now come of age, will depend in large measure on the degree to which and the manner in which we make available the natural energies which have been given us in great abundance. We shall therefore study the records of your proceedings with painstaking care.

For a century, for longer than that, population in the United States has increased, both naturally and by immigration, at an exceptional rate; but recently there has set in a decline in the rate of increase. Experts in vital statistics now calculate that we shall have reached a point of stationary population within approximately the next twenty-five years.

For two centuries the dramatic aspect of national growth was territorial expansion—successive waves of human beings from the Atlantic to the Allegheny Mountains, to the Mississippi Valley, to the prairies, to the Rocky Mountains, and at last to the Pacific Coast. The addition of improved lands has come to a stop; in fact, in many parts we have overdone it and must restore some of them to more natural conditions.

With these have appeared other evidences of maturity. For a period following the establishment of the Union about 85 percent of our people lived on farms; today, however, nearly 75 percent live in cities and villages. During our earlier years the proportion of young people in the population increased much more rapidly than the proportion of old people. Today, for various reasons, the proportion of old is increasing more rapidly than the proportion of young people.

With such changes have come also changes in social habits and in points of view.

Under conditions of maturity of a Nation there is, justifiably, an increasing concern on the part of nearly every citizen for his economic security. In the earlier days of our Nation's youth there was no such dominating concern. As a people we could then be happy-go-lucky—a characteristic of youth.

National maturity requires that we have new points of view, and that we do some things at least in different ways.

This matter of economic security, I take it, is not to be achieved by aiming for restriction of national income—real national income—but by aiming for more abundant and more widely distributed national income. A satisfying standard of living and security for a national household of nearly 130 million people are to be realized only by high productivity, broadly and equitably distributed, and wisely proportioned with respect to its drain on national natural resources and to the variety of human wants that it is destined to satisfy.

It is for such reasons that your deliberations are of significance to me, and will be followed with minute attention. Your scientific and engineering genius is destroying one world—the world of relative scarcity—but has it yet undertaken to create the new world of abundance which is potential to your command over natural energies? Is creation of greater abundance dependent on further scientific and engineering achievements so much as on suitably organizing and utilizing the engineering already incorporated into your technique?

These two questions, more simply stated, resolve themselves into this: Are you and I paying enough attention to "human engineering"?

Granted, there are many aspects of the problem. For example, it is possible to conceive—for us to conceive at least—that the conversion and application of energy, in the coming generation, will be so directed that half of the population can provide the basic machine-made products necessary for the welfare of the whole of the population. We can conceive that this would mean that the people between 20 and 50 years of age may be able to produce the basic commodities for themselves and also for all others below and above those ages.

If that condition should arise, it is the duty of you who would be so greatly responsible for it to think what would be the effect on our leisure, our culture and our way of life. May I respectfully suggest

that the answer should not be left wholly in the hands of bankers, Government officials or demagogues?

In anticipation of all manner of possibilities and simultaneously with the study of their far-reaching results, we can and must take every preparatory step now within our power.

Fundamental among these is conservation of resources, their evaluation in terms of the services they may render, including the conditions under which these may be rendered, and their utilization in the light of such evaluation. Although it is a principle of physics that energy cannot be destroyed, it has been revealed by experience that man can destroy those particular forms of energy in which energy is usable by him. In such an evaluation the physical and mental energies of human beings must be included with coal, petroleum, gas, electricity and many other forms.

To make such an evaluation, a higher form of accounting than any yet developed by commerce and industry appears to be essential. It must be a form of accounting that takes social values, now left to mere assumption, into its calculations and measures them. If a Nation were to establish in its social balance sheet a capital account for its energy assets, and were to charge against that account the water that it permits to go unused, as well as the coal and the oil that are used; or if the petroleum industry were charged with the gas that it permits to go to waste—a quantity, by the way, that is enormous in these United States—then perhaps all citizens would perceive that public policy and private conduct in respect of our natural resources should be quite different from what they now are.

It seems to me, as a layman, that the outstanding gift of modern science and engineering to society is greater knowledge of the characteristics of electric energy, together with a very substantial degree of command over it. Its flexibility is what makes electrical energy impressive; its transportability; its divisibility. The invention and adaptation to use of the steam engine was a great event in human history. It caused an industrial revolution. In a very large sense it remade the world. It created new social-industrial problems, many of which are still far from solution. It is not irrational to believe that in our command over electrical energy a corresponding industrial and social revolution is potential, that it may already be under way without our perceiving it.

One of the social changes brought on by the invention and use of the steam engine was the concentration of workers into large factories and of people into large cities. We have not known what to do about it. Workers had to go to the steam engine, whose energy could not be divided into parts and sent out to them.

Now we have electric energy which can be and often is produced in places away from where fabrication of usable goods is carried on. But by habit we continue to carry this flexible energy in great blocks into the same great factories, and continue to carry on our production there. Sheer inertia has caused us to neglect formulating a public policy that would promote opportunity for people to take advantage of the flexibility of electric energy; a policy that would send it out wherever and whenever wanted at the lowest possible cost. We are continuing the forms of overcentralization of industry caused by the characteristics of the steam engine, long after we have had technically

available a form of energy which should promote decentralization of industry. What is economically sound is to be determined by social accounting more than by our present methods.

I had occasion recently to visit the Great Plains area of the United States where the greatest drought in history has thrown an oppressive burden upon the people of those States. In planning for the better use of those millions of acres, power is a factor of vital importance—power to be used primarily for the conserving of the water supply—power, the application of which is essential not only to the cities, but to the farms and ranches of that whole area.

I speak of power in its many forms. It may be true, as I understand some of the authorities among you prophesy, that the world's oil reserves, because of their limited supply, some day may have to be apportioned to specific uses. It may be true that new applications of alcohol, processed from the products of the soil, may increase the usefulness of the internal combustion engine; but in any event it seems most probable that a greater use of electrical energy is absolutely essential in every sector, rural as well as urban, in the United States, and, indeed, in the whole world.

A sound and courageous public policy will lead toward its consummation.

One who considers the matter with forthright vision cannot convince himself that public policy for promotion of availability of electric energy can really harm the electric industry that exists today. It would give opportunity for that industry to add to achievements already great. The more integrated its sources of energy, the less it would require of excess capacity and the lower would be its costs. The broader the base of consumers of a product that is now classed as a necessity, the lower would be its costs and the greater its stability. A great many years ago Dr. Steinmetz observed that electricity is expensive because it is not widely used, and at the same time it is not widely used because it is expensive. Notwithstanding reductions in rates and increase of consumption since his day—which, by the way, have demonstrated the truth of his words—his observation still holds true. There is a vicious circle which must be broken, and a wise public policy will help to break it.

I still hold to the belief of two years ago, when I spoke as follows:

“We are going to see, I believe, with our own eyes electricity and power made so cheap that they will become a standard article of use, not only for agriculture and manufacturing, but also for every home within reach of an electric-light line.

“The experience of those sections of the world that have cheap power proves very conclusively that the cheaper the power the more of it is used.”

These words were spoken at Grand Coulee. The Government of the United States has promoted the construction of several great reservoirs, which I trust that you will inspect on your grand tour, primarily for navigation or reclamation, but with incidental values for flood control and the regulation of stream flow. Among other incidentals is the generation of electric power. This may prove to be the force that breaks the vicious circle to which I have referred. If these are not sufficient, the influence of additional meritorious projects awaiting development can be added.

Two great dams of the Tennessee Valley Authority have been completed and are making their contribution to the public weal. Grand Coulee is far enough along to enlist your interest, as also is Bonneville of the Columbia River. At Boulder Dam on the mighty Colorado the gates were closed months ago; a great lake has come into being behind the dam; generating equipment has been installed in the power plant; and at this moment the powerful turbines are awaiting the relatively tiny impulse of electric current which will flow from the touch of my hand on the button which you see beside me on the desk, to stir them to life, to stir them into creative activity—to generate power.

Boulder Dam, in the name of the people of the United States, to whom you, Boulder Dam, are a symbol of greater things in the future, and in the honored presence of guests from many Nations, I call you to life!

Closing Meeting

Government Auditorium, September 12, 1936

SIR HAROLD HARTLEY, *Great Britain*
Chairman, International Executive Council, World Power Conference
Presiding

I wish first to read you a letter which I have just received from the Honorable Harold L. Ickes, Chairman of the American National Committee:

DEAR SIR HAROLD: Will you be good enough, at the closing meeting of the Third World Power Conference and the Second Congress of the International Commission on Large Dams, to convey to the delegates and members and their guests my cordial thanks for coming to Washington to participate in this gathering. Please also express to them my hope that their time has been profitably spent and that they are enjoying their visit to this country.

It was a pleasure to welcome to the United States those who participated in the Conference and the Congress. I know that I am speaking for every American participant when I say that we of this country have greatly benefited from even this brief contact and association with friends from neighboring and distant countries.

To you, and to those associated with you in planning and arranging this Conference, is due in large measure the credit for the success that has attended it. It has provided an international forum for the discussion of the various phases of a very important problem affecting the welfare of the peoples of all our countries.

Sincerely yours,

HAROLD L. ICKES,
Secretary of the Interior.

I am sure that you wish to express with me our thanks to Mr. Secretary Ickes for his parting message to us and for the personal interest which he has taken in the Conference and the Congress.

And now, before we proceed to close the work of this Third World Power Conference and Second Congress on Large Dams, it seems fitting that we pay a tribute of fellowship and remembrance to two former associates of ours, Dr. Oskar von Miller and Mr. D. N. Dunlop, whose work amongst us has been terminated and who have passed on beyond this physical environment of earth. I ask our President, Dr. Dorpmüller, to pay a tribute to Dr. von Miller.

DR. DORPMÜLLER

To me it is a privilege of comradeship to bring to memory the name of a dear friend and technical associate: the late President of the World Power Conference, Oskar von Miller. You all know him from former meetings, especially from the Berlin Conference of six years ago. As early as 1882, this pioneer of electrotechnics created the first big exposition in the domain of power supply. A fervent admirer of America, he also was an intimate friend of many great American engineers and especially of the late Thomas A. Edison. The fact

will forever be symbolic that at the World Power Banquet in 1930 he carried on that memorable conversation by radio across the ocean with this great American.

As the last piece of work performed by him we must regard his report to his Government on the Power Resources of the World and their Utilization, a work which he composed in close connection with his American friends. To those of us who have shared the privilege of visiting the Deutsches Museum, the name of its founder, Oskar von Miller, forms an integral part of our reminiscences. From such recollections we cannot help but picture in our minds that symbolic altar for the association of the thoughts of all prominent engineering talents from all corners of the world. The Deutsches Museum, by most men of science, is looked upon as a fountain of technical development. It will forever perpetuate the name of Oskar von Miller.

The CHAIRMAN. I now ask Mr. O. C. Merrill, First Vice Chairman of the International Executive Council, to pay a tribute to Mr. D. N. Dunlop, who from the founding of the World Power Conference in 1924 until his death in 1935 was Chairman of the Executive Council.

MR. MERRILL

It is my privilege to speak a few words to you today in memory of the founder of the World Power Conference, Mr. D. N. Dunlop, of Great Britain.

Observing the economic dislocations which had arisen out of the Great War, and the barriers of many kinds which made readjustments difficult, Mr. Dunlop conceived the idea of summoning an international conference of scientists, industrialists and leaders of government to discuss the pressing problems which all countries faced, and to unite the constructive forces of the world in a common endeavor. The result was the first World Power Conference held in London in 1924.

Out of that Conference developed a permanent organization represented here today by the delegates of more than 50 nations. In this world-wide forum which is yours, you exchange information and you discuss your common problems, all in a spirit of friendly collaboration, seeking no special advantage, but working for the common interests of all.

Before you today are the visible results of the initiative and vision of one who represented in his own person both the man of affairs and the idealist. In the best meaning of the words, he was scholar and statesman and gentleman.

He placed—and wisely—an even higher value upon the personal relations which the Conference afforded than upon its technical work. All those who, like myself, were privileged to know him intimately were touched by his sincerity, friendliness and understanding. We realized how much these qualities in him helped to maintain the friendly atmosphere which has characterized all our relations.

Although he has passed away, his spirit is and will continue to be the moving force in this organization which his vision created. The World Power Conference is his monument. No man could ask for a greater.

The CHAIRMAN. May I ask you all to stand for a few moments in memory of Dr. Oskar von Miller and of Mr. Dunlop.

*

The CHAIRMAN. In accordance with the provisions of the Constitution of the World Power Conference, the American National Committee has designated Dr. William Durand as President of the World Power Conference for the ensuing term of six years. I call upon our retiring President, Dr. Dorpmüller, to address us and then to transmit his office and its insignia to Dr. Durand.

DR. DORPMÜLLER

This Third World Power Conference and Second Congress on Large Dams are now nearing their close; but before we part let us express our most sincere thanks to all of you who have by assisting us, materially contributed to the success of our work.

Our first expression of gratitude is extended to the United States of America and their distinguished President, the Honorable Franklin Delano Roosevelt, whose hospitality and friendship we honor from the depths of our hearts. We shall all return home from this meeting richly laden with new knowledge and wide experience. As the result of this week's cooperative work a variety of new problems lies before us awaiting solution.

We all know very well the tremendous task connected with the organization and the accomplishment of meetings of such importance; our congratulations, therefore, on the success of the American Committee must be extended to the Secretary of the Interior, the Honorable Harold L. Ickes, who acted as the Honorary Vice President of this meeting; to its Chairman, Dr. William Durand, and especially to the Director of the Third World Power Conference, Mr. O. C. Merrill and his untiring staff. Their labor for the success of this unforgettable meeting of the Third World Power Conference and the International Congress on Large Dams is indeed beyond praise.

When, in 1924, the World Power Conference met in London for the first time as an outcome of Mr. D. N. Dunlop's vision and it was carried through with the cooperation of 2,000 representatives from all civilized nations of the world, it was an entirely new venture without any traditions; nobody knew that all the noble intentions laid down in its program ever could be fulfilled. It was the present King of England, then Prince of Wales, who so aptly outlined this program when addressing at Wembley the opening session of the Conference in 1924. Twelve years have elapsed and those prophecies have been fulfilled in our meetings which have so comprehensively established the foundations for future work. The meetings of the World Power Conference have been enriched and supplemented most efficiently by the International Commission on Large Dams. Its great success must be attributed to the genius of our French colleague, Monsieur Gustave Mercier, the Commission's pacemaker and leader.

The problem of power economy must be considered among the most important tasks of all the world. The common welfare of humanity is connected with it. This explains the multiplicity of topics which

constituted the subjects of our earlier meetings. While in London in 1924 we dealt predominantly with the generation of power, light and heat, and while in the Berlin Conference and the Scandinavian meeting we dealt with matters of a more advanced scope, namely, distribution and consumption of energy; the present Washington meeting clearly demonstrates the significance of power resources for the welfare of mankind. Thus our vision is extended from the technical and the industrial fields to the broad conception of public service. Dunlop's ideas are being realized.

In conclusion may I indeed congratulate my most worthy successor, Dr. Durand, on his new task. It is a truly world-embracing task, this which is awaiting him, a task well deserving the continued trust and cooperation which you all have bestowed upon your present President. In this spirit it now is a great pleasure and privilege for me to deliver the presidency, Dr. Durand, into your worthy hands.

DR. DURAND

First let me say that I appreciate most deeply and most sincerely the singular honor which has been conferred upon me, and it will be for me a source of sincere satisfaction to give to the furtherance of the purposes of this great organization such services as may be within my power.

At the opening session of this Conference, I referred in brief terms to two features of our present-day civilization which bear directly upon the activities, the duties, and the responsibilities of the World Power Conference. These were the picture of civilization, first, as a great cooperative enterprise and, second, as an enterprise which, in its present stage and in its material aspects, is primarily the outward expression of the energies of Nature utilized in the service of man. It will, perhaps, be appropriate on the present occasion to develop these thoughts in a little further detail.

First I ask you to picture the dawn of our civilization, with man of the old stone age, some twenty to thirty thousand years ago. There was then no cooperation beyond that within the family. The law was that of the claw and fang, the club and spear, the axe, the bow and arrow. There was no utilization of power in the modern sense of the term. Fire, by the legend of Greek mythology, had been brought from heaven and subdued to the service of man by Prometheus; but there was no concept, in those days, of power or of its possibilities in the service of man.

If we pass over some twenty or twenty-five thousand years and come down to historic times, as revealed to us by the records of the Assyrian, the Egyptian, the Phoenician and the Greek civilizations, we find most notable advance along lines involving cooperation and the subdivision of social and economic function. In those days there were herdsmen and tillers of the soil; there were huntsmen and fishermen; there were craftsmen and tradesmen, judges and lawyers, teachers and pupils, priests and prophets; and so on over the wide domain of the activities of the earliest historical times.

But still, power in the service of man was, as yet, unknown. If a block of stone was to be moved, it was through the efforts of man or of domestic animals, trained for the purpose. If water was to be raised

from a well wherewith to quench the thirst, or from a river wherewith to irrigate the land, the same agencies were employed. Handicraft skill had indeed been developed to a point perhaps never exceeded or even, in some respects, equalled in our own day. The partnership with Nature, in the way of the development and utilization of her resources, had gone far since the day of paleolithic man; but power, in the modern technical sense of the term, had no part in the civilization of those days.

We may, indeed, come some two thousand years further and find only a moderate change in the degree of the development of man's partnership with Nature. Down to the days of the steam engine, now only some two hundred years ago, the work of the world was still carried on, with exception only in the smallest degree, by muscular effort—that of man and of domestic animals.

And then, in contrast with that of those earlier centuries and milleniums, I ask you to picture the material content and character of the civilization of our own days. No specification in detail is needed; the contrast of the two pictures is enough. And this amazing change in the outward and material content of life traces to a single source—that of power in the service of man.

This is indeed the age of power—an age in which almost our entire outward life is governed by or dependent on power—power in a thousand forms made ready and available for the demands of our everyday life.

In the meantime, specialization and the subdivision of function in our social and economic life have gone on apace; and we find now, a great segment of our social state given over to activities which relate, directly or indirectly, to the exploitation of our natural sources of power—activities relating to liberation, transmission, and adaptation to the manifold uses which we have come to accept as common-places in our everyday life. And again, as a part of this great army we find a segment which concerns itself more directly with the basic principles which underlie this vast sphere of human activity—principles based in science and engineering, in economics, in administration, and in the application of these principles to the more effective discharge of the duty of supplying power to meet the demands of an ever-advancing world civilization.

In this great cooperative enterprise, we who thus concern ourselves with these fundamental aspects of power in the service of man have, in a sense, chosen this particular part of the world's work for our own. The conclusion is inescapable. As we have chosen, so must we perform. The responsibility is ours. The world at large is depending on us worthily and effectively to carry on this great work, and to provide, adequately, effectively, and economically, power to meet the needs of the daily routine of our present-day life.

With these things in mind, I should like to draw, only in bare outline, another picture—that of each age in our advancing civilization, as the recipient of a heritage from the age or ages preceding. We are, indeed the heirs of the ages. Civilization is the result of a slow accretion. We of the present age took over that which was passed on to us by the age just before, and so back to our cave-man ancestors. And the only reason why we are not now living in caves and under

the primitive conditions of those bygone centuries, is because, to the heritage received from its predecessor, each age has added something in the way of an increment. And it is the summation of these small increments, down through the ages, which marks the difference between today and the days before history began.

Here again, the lesson for us is clear. We have received, thus, a heritage which we must pass on, not only unimpaired, but with some addition of our own. If we have a duty to our own day and age, we have one no less clear to future generations and ages. For us, who concern ourselves with power and its use in the service of man, it follows that we have a duty, not only to concern ourselves with the more abundant and more effective supply of power to our own age, but that we have, also, some obligation to the future.

When we are thinking in terms of milleniums, we recognize the limitations which seem to hedge about the duration of some of our sources of power—in particular those most largely and most readily available under our present methods of exploitation. Those deposits of Nature which are now furnishing us with energy in the form of heat, are not indefinite in extent. They cannot continue indefinitely to meet our demands. The inevitable end is exhaustion.

It will, perhaps, be said that we need not too much trouble ourselves with the future and its problems; since, doubtless, as one source of energy is exhausted, another will be found—that the future will care for itself and solve its own problems with new discoveries and new modes of energy release, in substitution of those which we now employ. This may, indeed, furnish the solution; but with our present light, we do not see probable sources as readily and as cheaply available as are those which we are now enjoying; and with such thought in mind, we can hardly fulfil our whole duty, in our present exploitation of Nature, without giving some thought to the future—to our children's children and to their children, as well as to our own present-day needs.

All of this means a vast complex of weighty and intricately related problems—problems of technical engineering and of economics; problems of administration and of policy; problems the significance and the bearing of which immediately transcend the geographic boundaries of any one country or of any one people. The broad subject of power in the service of man thus becomes one of international import and extent. Only by international understandings, international cooperation, international study of these problems, can we hope to reach solutions responding in any adequate degree to their world-wide import.

This leads directly to the need for World Power Conferences; to a meeting of minds at one time and in one place, dealing with these problems. And so, now twelve years ago, with a clear vision of the significance of these problems in their international aspects, the first World Power Conference was organized and held in London, followed six years later by a second Conference in Berlin, and now the third here in Washington.

The importance of such meetings cannot be overestimated. They are fundamental as a condition for the wise and effective treatment of these great problems, the study and the treatment of which must

be approached and applied from a world viewpoint, rather than that of any one section or country.

Thus do we find, not only justification, but an absolute need of such meetings as a potent factor in bringing about increasingly better solutions of the important problems with which we are called on to deal.

We who approach our problems in the true scientific spirit have, in this, a common mode of thought, the mode of thought characteristic of science, engineering and technology. We have thus, in a sense, a common language, regardless of the particular tongue in which it may be clothed. We are able thus to sit down together and study, with a common purpose, our problems, exchange information regarding our methods and practices, and thus move forward together toward wise and effective world solutions of these matters which we have chosen as our part in the world's work.

I have spoken of our methods of thought and our modes of approach to the study of our own problems, as forming in a sense a common language, independent of the tongue in which they are expressed. This leads to another and closing thought.

We hear, in these days, much of war and of peace; of efforts toward better world understandings; of measures taken which statesmen hope will make for an enduring world peace; and at the same time we hear of anxious preparations for war and of war itself.

Peace must spring from within the human heart; there must be a meeting of minds in a common understanding; a sympathetic approach to the viewpoint of our neighbor; some readiness to yield a point toward a common adjustment. These are some of the things which lie at the very foundation of hopeful progress toward world peace. But we who deal with problems of science, engineering and technology, we have such means for a meeting of minds, in our common language, in the sense in which I have used the term. We are accustomed to meet and study our problems in tolerance and sympathy, each with his neighbor; we are accustomed to yield a point in order to reach adjustments of views and harmonious decisions.

May we not hope, then, by meetings such as these of the World Power Conference, that we may ourselves exercise an important influence toward world peace. We surely form a nucleus with habit of mind already adjusted to the approach to the study of world problems by way of those attitudes of mind and heart which alone can furnish a sure pathway toward this anxiously sought goal.

May we not even venture to hope that diplomats and statesmen may find, in our mode of approach to the problems with which we deal and in the attitude of mind and heart with which we approach these problems, something by way of an example for the approach to the problems with which they must deal, and which are so vital in the search toward better world understandings. May we not hope, by the continued study of our own problems in our own way, to form, in conjunction with other like scientific and technical international organizations, a strong nucleus of better world understandings and to set an example of the only way in which we may hope successfully to reach the goal of a durable world peace. Insofar as we may contribute to this end, so shall we the more effectively fulfill our whole duty, not only in our own chosen field of engineering and technology,

but as a factor in the solution of those wider problems which deal with the continuity and the security of human civilization.

*

The CHAIRMAN. During our meeting many speakers have expressed their gratitude individually to our hosts, but the time has now come for a formal expression of our thanks to all those who have been concerned with the organization and conduct of this Conference and Congress. I will now read to you our Resolutions.

RESOLUTIONS

The THIRD WORLD POWER CONFERENCE and the SECOND CONGRESS ON LARGE DAMS in joint meeting assembled:

Resolution No. 1

Be it resolved that the President of the World Power Conference and the President of the International Commission on Large Dams be and hereby are authorized and requested jointly to extend in writing to the President and the Government of the United States, through the Secretary of State of the United States, the sincere thanks of the Delegates and Members of the Third World Power Conference and of the Second Congress on Large Dams for the hospitality extended to them, and their sincere appreciation of the opportunity which has been afforded them to meet in Washington and to visit other points in the United States.

Resolution No. 2

Be it resolved that this closing meeting of the Third World Power Conference and of the Second Congress on Large Dams place on record its high appreciation of the manner in which the American National Committee has planned and carried through to a triumphant termination the Conference and the Congress which close today.

Resolution No. 3

Be it resolved that this closing meeting of the Third World Power Conference and the Second Congress on Large Dams thank the Canadian National Committee of the World Power Conference, as well as the Government of the Dominion of Canada, the Government of the Province of Quebec, and Canadian Industry, for the arrangements for the visit to Canada, in which a large proportion of the Delegates and Members are expecting to participate.

Resolution No. 4

Be it resolved that this closing meeting of the Third World Power Conference and of the Second Congress on Large Dams express its deep gratitude to the Industries of the United States for the generous support and hospitality which they have given to the Conference and the Congress.

Resolution No. 5

Be it resolved that this closing meeting of the Third World Power Conference and of the Second Congress on Large Dams record with

admiration and gratitude its appreciation of the organization of the joint Meeting by the Executive Committee, American National Committee of the World Power Conference, naming especially Mr. Morris L. Cooke, Chairman of the Executive Committee, Mr. O. C. Merrill, Director of the Conference, Mr. Joel David Wolfsohn, Executive Secretary; and that it also express its sincere thanks to the New York Committee, to the committees throughout the United States which have arranged for the reception of members participating in the tours, and to the Ladies' Committee, which has contributed so much to the enjoyment of the ladies accompanying the members of the Conference and the Congress.

The CHAIRMAN. I will now call on Dr. Salazar, Chairman of the Delegation from Ecuador, to speak for the Western Hemisphere and move the adoption of these Resolutions.

DR. DON EDUARDO SALAZAR, *Ecuador*

Financial Counselor of the Legation of Ecuador; Chairman, Ecuadoran Delegation

On behalf of the group of nations which form the Western Hemisphere—from Hudson's Bay to Cape Horn—and as joint hosts of this international gathering—in many respects the most remarkable of all time—allow me to convey our deep appreciation and gratitude to all the countries of all the other continents for their acceptance of the American invitation to come together in Washington for this, the Third World Power Conference and the Second Congress on Large Dams, both of which in a few minutes will adjourn.

On behalf of the nations which inhabit this Continent where we meet, allow me also to say how greatly indebted we are to the United States of America, to the Government of this marvelous country, and to the American National Committee for presenting this American Continent of ours as a unit. It has been a very gracious gesture to grant to all the nations of America, along with the United States, the privilege of being hosts to a conference which may be considered one of the greatest achievements in the history of international undertakings. It is on this occasion that our Pan-American ideals have appeared before the world in a tangible and concrete form. Consequently this is a memorable week in the history of Pan-Americanism.

The Western Hemisphere is proud of this international meeting. Our association for the discussion of power, its sources and development, has given to trained engineers and thoughtful economists from all over the world the opportunity to express the results of their research and their reasoning. The world has paused for a few days to consider once more the importance of power in its present and future development. We have heard of the most ingenious plans, suggestions, ways and means to promote the development of electricity set forth by the world's most distinguished experts. In particular the brilliant and internationally popular President of the United States has declared that "a greater use of electricity is absolutely essential in every sector, rural and urban, throughout the world."

Let us hope that as a result of this gathering there will be a realization not only of the importance of electric power, but also of the fact that power, in practically every respect, is a result of union and co-

operation. With such cooperation and unity among agencies concerned with the production and distribution of electric energy such as engineering, research, finance, representatives of private industry and administrators of Government power policies, beneficial result will not long be delayed. We shall then be proud to think of this Third World Power Conference as the beginning of a new era of understanding. The benefit of such an accomplishment will certainly be shared eventually by all the people of the world.

Once again, thanks to our guests of the several continents, to the Government and the people of the United States for their wonderful hospitality, and to the promoters and organizers of this Conference for the efficient organization and performance of their program.

On behalf of all the countries of the Western Hemisphere, I have pleasure in moving the Resolutions of Thanks which have been read to you by the Chairman.

The CHAIRMAN. I now call on Mr. Brailo, Chairman of the Delegation of the Union of Soviet Socialist Republics, to speak for the Eastern Hemisphere and to second the Resolutions.

MR. G. P. BRAILO, *U. S. S. R.*

Representative of Commissariat of Heavy Industries; Chairman of the Delegation of the U. S. S. R.

The Soviet Union delegation to the Third World Power Conference has followed with the deepest attention the interesting work of this Conference, and it will not fail to transmit to its associates at home the valuable results obtained during this week in Washington. On our part we have conveyed to our colleagues from other countries our experiences, distributing to you a detailed report on "Electric Power Development in the U. S. S. R." We hope that a study of this volume will give you an accurate impression of what is being done by your Soviet colleagues in the creation and use of all forms of energy for developing the productive forces of our country.

Our power economy, developed on the basis of and within the framework of a unified nation-wide economic plan, has become one of the chief instruments of the complete and rapid recreation of our national economy. In this process not only has our industry enjoyed a six-fold increase during the past decade, but it has been possible to reconstruct and mechanize our agriculture on the basis of collectivization. Under this system of development the Soviet Union has advanced from eleventh place in world power development in 1926 to the third place in the world today.

As far back as 1920 when Lenin, amid the turmoil of our civil war, worked out the first plan for electrification of our country, we were producing a scant 520 million kilowatt-hours of electric energy annually. His plan called for an annual production of 8.8 billion kilowatt-hours in from 10 to 15 years—a proposal which an eminent and usually technically farsighted British writer declared utopian. In 1935, after 15 years, the U. S. S. R. actually produced 25.9 billion kilowatt-hours, and this year the output promises to reach 32.0 billions. Thus Lenin's original plan has been fully realized and greatly extended under Stalin's leadership. Soviet engineers have found unprecedented

possibilities for development and application of creative engineering thought.

Our country is provided with everything necessary to strengthen and develop a new society built up by the people of the U. S. S. R. We do not need for this purpose any foreign resources or foreign territories and we would be happy if international relations would mean nothing but a fruitful, friendly, and peaceful exchange of achievements between thinking people of the world. This is why we fully subscribe to, and heartily welcome, the significant words addressed to us by the Secretary of State, Mr. Cordell Hull, who gave us another timely warning about the reality of the war danger, who condemned the glorification of war and who made the appeal that the "products of our constructive thoughts and efforts be devoted to constructive ends". These words should be writ large in the annals of our Conference. As far as my country is concerned, the fight for peace, for peaceful coexistence of nations, races and different social-economic systems has become an immutable principle of its policy of international cooperation.

Allow me on behalf of my associates in the power industry of the Soviet Union to express our heartiest gratitude to the Government and power authorities of the United States on whose territory and through whose efforts this Conference has so successfully achieved its purpose. Thanks to the generous hospitality of our American colleagues we had and will still have an opportunity to become more closely acquainted with the brilliant technical achievements of the United States of which we are as proud as our American friends have the right to be, since any technical triumph properly utilized arms humanity for its conquest of nature, for a better life, for peace and for economic security for all.

Speaking now on behalf of all the countries of the Eastern Hemisphere I have much pleasure in seconding the Resolutions which have been read by the Chairman.

The CHAIRMAN. May I add to these formal votes of thanks a few words of more personal appreciation of the officers who are sitting around this table. First to Mr. Morris L. Cooke, who has found time among his other heavy responsibilities to act as Chairman of the Executive Committee and to guide its decisions by his wise counsel. Then to Mr. Merrill, whom we of the International Executive Council shall always connect with the initiation of this meeting. As Director he has borne the responsibility for its organization, and to his efforts its success is very largely due. Then to Mr. Wolfsohn, Executive Secretary, to whom we owe a debt of thanks for the many detailed arrangements on which have depended our comfort and our good temper.

I am sure that you would wish me to add your thanks to Mr. Gray, the Secretary of the International Executive Council, to whose knowledge of the technique of these international gatherings we owe so much. And with his name I wish to couple that of Monsieur Genthial, the Secretary General of the International Commission on Large Dams.

Yesterday we had the great privilege of listening to the stirring address of President Roosevelt with, as its dramatic climax, the

moment when Boulder Dam began its creative existence. The President recalled to us the shift of the frontier, which has had so much significance for this country, and its close when it reached the Pacific Coast. But even if the geographic frontier is closed, the scientific and industrial frontiers remain open, and there in the outposts of this country are men like Coolidge, Langmuir, Kettering, and Millikan, the pioneers of our generation.

The President also put to us a very pertinent question, whether the creation of greater abundance is dependent as much on further scientific and engineering achievements as on the better organization of our existing technical resources. I wonder if in any real sense these two alternatives, as factors determining progress, are so different in nature. Here in this Conference we have concentrated our discussions on the President's second alternative, and very useful have been our deliberations on the organization and regulation of the power industry in different countries. But the creative spirit is undying, and who can say what may be the outcome of a new idea, or whence it may arise. This, however, is certain; that in a conference like ours with the impact of many minds upon one another, new forces, new impulses are called to life and new ideas will come with them.

Today nations are looking inward with their eyes fixed on their own difficulties or problems, often regardless of their neighbors', and our meetings here cannot fail to turn men's eyes outward once again towards a better understanding.

But while these experiences, whatever they may be, will gradually merge into the background of our minds, there are other abiding recollections of this meeting which will always remain fresh in our memories. We shall remember these sunny days in Washington, this beautiful city, which has been such an ideal setting for our Conference and Congress. We shall remember the new friendships we have made and the old ones we have strengthened. The visitors to the United States will remember so gratefully the warmth of the welcome of their American hosts, whose wonderful hospitality has made this Conference and Congress seem like one vast, happy family. For there has been a marvellous feeling of unity amongst us, which will have gone far to strengthen and perpetuate the great traditions and the purpose of the World Power Conference and the International Commission on Large Dams.

Mr. President, I will now ask you to close the meeting.

Dr. DURAND

And now regretfully I must declare the closure of this Third meeting of the World Power Conference and of this Second Congress on Large Dams. We have come here from our several stations in the world and have enjoyed a week, I feel, of pleasant and profitable personal and professional intercourse. Soon we must return to our accustomed places and there take up again the work which lies close to our own hands. I am sure that from these meetings we shall carry away some new sense of obligation to the work which we are carrying on, and some heightened sense of responsibility for a more effective service in this, our own chosen field of human endeavor. I now, therefore, declare this Third World Power Conference and this Second Congress on Large Dams adjourned without day.

Round-Table Discussions

Tour II—Group A—Dams

Knoxville, Tenn., September 4 and 23, 1936

1. Core Drilling for Visual Examination of Foundation Material

BARTON M. JONES

Construction Engineer, Norris Dam, Tennessee Valley Authority

The character and condition of some rock formations are not correctly portrayed from surface indications when exposed to view by the usual excavation methods in which explosives are used; for the effect of fracturing by explosives is to exaggerate any appearance of unsoundness existing in the natural rock, and to create that appearance in a sound rock which is actually suitable for a foundation. A surprising difference was noted at Norris Dam in adjacent, identical rock when exposed at a vertical face by ordinary drilling and blasting and when exposed by close line drilling behind which there was no effect from the powder.

Visual inspection of the undisturbed rock is therefore essential in properly judging foundation rock. Much additional information became available at Norris Dam through such inspection by means of an electrically lighted periscope lowered into shot core drill holes of 8, 5½, and 3 inches in diameter. A four-power telescope was used at the ground surface. By this means each seam, and the grouting in it, could be inspected at will and in detail while its elevation was being determined. Success with the 5½- and 8-inch holes led to the use of a 36-inch shot core drill for the same purpose, by means of which a person could be lowered into the well-lighted hole where he could examine the character of rock, seams, intercepted grouting, and other features in a most thorough manner. Some of the 36-inch holes were drilled to a depth of 55 feet.

There would have been greater need for the large drill at Norris Dam had it not been for the fact that the entire foundation area was drilled for purposes of grouting to a depth of 40 feet; the downstream part in two operations, first to a depth of 20 feet, then to a depth of 40 feet. In each operation, the drilling was done in the form of a checkerboard design on 10-foot centers, the holes of the 40-foot drilling of the second operation being placed midway between the holes of the first operation.

On account of the exploration information obtained from these holes, and in particular from the 5½-inch core holes in the center of each 40-foot square, information from the 36-inch drill was ordinarily needed only for verifying the results secured from the smaller drill holes, for investigating doubtful rock, and for examining the quality and effectiveness of grouting. At Norris Dam, a total of 651 feet of 36-inch shot core drilling was done to an average depth of 34.3 feet

and a maximum depth of 53 feet. The average cost including supervision, power, supplies, depreciation, and overhead was \$8.86 per foot. The actual cutting rate was about 6 inches per hour; and the average rate, which included removal of core, pumping, and miscellaneous delays, was 4½ inches per hour.

It was necessary to remove the core after each 2 to 4 feet of drilling, depending upon the amount of wear at the core barrel. The core was broken from the formation by exploding a small charge of powder placed between the core and the wall of the hole near the top of the core. For hoisting the core an expansion eye-bolt was anchored into a hole drilled about 8 inches deep into the top of the core at its center. A serious source of delay resulted at first from water entering the hole from seams in the rock and interfering with core removal. In cases where exploration holes were drilled in advance of general grouting operation, this leakage was overcome by grouting to the depth of the proposed hole through wagon-drill holes placed in each corner of the 10-foot square within which the core hole was to be drilled.

As an example of the value of large exploration holes, an instance at Norris Dam may be cited, where the suitability of some 10,000 cubic yards of foundation rock was in question, and where surface indications as exposed by careful blasting gave rise to variations in opinion. Three of the 36-inch holes were drilled over the area in question and the examination at close range of the undisturbed rock in these 36-inch holes proved beyond question that the rock was sound and suitable. The rock was left in place. The cost of drilling was not over \$600. The cost of removal of the rock and its replacement by concrete would have been about \$75,000.

Core drills were also used to investigate the bond between concrete of the dam and the foundation rock. This was done by drilling through the concrete and down through the rock. Very gratifying results were obtained giving confidence in the design in which no keys are provided across the horizontal construction joints of the dam.

Oral Discussion

Mr. James S. Lewis (Assistant Construction Engineer, Chickamauga Dam, Tennessee Valley Authority) stated that small drill holes do not give a true picture, and the use of periscopes is limited because the holes are frequently crooked and water filled. At Norris Dam the cost of drilling was from \$8 to \$9 a foot; at Chickamauga the cost will be about \$4 a foot. The trouble with core drilling is that there is considerable grinding of the core, making it difficult to tell whether a seam has been encountered or the losses have resulted from grinding.

Mr. Cecil E. Pearce (Project Design Engineer, Hiwassee Dam, Tennessee Valley Authority) stated that in the foundation exploration of Pine Canyon Dam for the City of Pasadena, Calif., a similar experience was had with essentially the same conclusions; namely, that 2-inch core drills did not give all the necessary information. In consequence, recourse was had there to horizontal drifts which furnished a very excellent opportunity to view the formations in place, especially since the rock was badly jointed. These drifts cost about \$10 a linear foot which shows that 36-inch core drilling was less expensive than the drifts.

2. Methods of Sealing Dam Foundations

JAMES S. LEWIS, JR.

Assistant Construction Engineer, Chickamauga Dam, Tennessee Valley Authority

The methods here described are essentially those which proved successful in the treatment of the foundation of Norris Dam. For several months Norris Lake has been filled within 20 feet of the spillway crest and no apparent leakage has developed either through the foundation or through the reservoir rim. The rock at the site is composed of an excellent quality of dolomite extensively seamed, dipping downstream at an angle of about 5° and containing solution channels and weathered joints and fissures. The sealing of this foundation against excessive leakage was considered from the beginning as one of the major problems, and it accordingly received more attention than would normally be devoted to this phase of the work.

Studies of diamond core borings made during preliminary investigation indicated that numerous seams existed and, as the foundation was exposed by excavation, the work of determining the location, size and extent of these seams became of increasing importance. In view of the complexity of the problem and the necessity of systematic investigation of the foundation, two lines of $2\frac{1}{2}$ -inch wagon-drill holes 40 feet in depth were drilled parallel to the axis of the dam, and two lines of similar holes, normal to the axis. In addition, a line of $5\frac{1}{2}$ -inch core holes, spaced 20 feet apart and varying in depth from 40 to 100 feet, was drilled along the axis. These lines were so disposed in relation to each other as to cover the exposed area of the foundation.

Four types of holes were drilled before the investigation of the foundation was completed. Wagon-drill holes were found to be economical, quick and fairly satisfactory for depths not exceeding 40 feet. Well-drill holes were unsuitable for exploration purposes as they are both crooked and very rough-walled. Shot core holes $5\frac{1}{2}$ inches in diameter proved to be satisfactory and economical for holes not exceeding 200 feet in depth; while holes 36 inches in diameter were superior for inspection purposes but were necessarily limited in number. To secure further information, a mechanical hole explorer was developed, with which it was possible to determine positively the location and thickness of seams intercepted by any hole.

The drilling schemes for grouting grouped the shallow grout holes in interlocking patterns, a method which, theoretically, increases the percolation distance for any water which may find its way through the barrier. By drilling and grouting small groups of holes spaced sufficiently far apart so that they are not likely to be connected by open seams, and then similarly treating other groups located halfway between the first, the line is gradually and very effectively consolidated.

Most of the seams underlying the foundation were either partially or wholly filled with clay and decomposed rock. Since it was obviously necessary to remove this material if a tight plug was to be formed, equipment was developed for washing the seams through the several types of holes. The small size of the wagon-drill holes made it impractical to wash the seams individually through them, and so a small air receiver with a four-way valve for reversing the direction of flow

was used to produce turbulent action in the water, a method which was effective in dislodging the unsound material and forcing it to the surface through the open holes in the group.

In core holes not exceeding 40 feet in depth, a mechanical expander, consisting of two heavy rubber sleeves separated by a piece of perforated pipe, was used to direct the flow of water into the desired seam. Since this device was not suitable for use in deep holes or in galleries, where head room was limited, a pneumatically operated expander was developed which was suspended on a cable and to which air and water were supplied through hose. This type proved effective for washing seams at depths down to 200 feet through 3-inch and 5½-inch core holes.

Washing was always continued until there was reasonable clarification of the water overflowing from connected holes. For deep core holes, an assembly of orifices designed to cover a wide range of flows was placed in the water line and by this means the resistance to the flow of water in a seam could be measured and the relative tightness of the seam determined. When overflow from other holes did not occur, it was possible, by frequent measurement of the flow, to determine when washing was no longer required. In this manner, each seam in each hole was isolated and washed individually with air and water, or a mixture of the two. As the last operation before grouting was started, the holes were blown clear of muck with an air jet.

To reduce the risk of rupturing the foundation or of lifting the structure on account of excessive pressures during grouting of extensively seamed rock of gentle dip, upheaval gages were installed at frequent intervals where shallow grouting was to be done, and at every 60 feet throughout the length of grouting galleries. A progressive opening of as much as 0.01 inch was construed as a warning that the safe pressure was being exceeded.

For mixing and handling the grout, portable mechanically agitated mixer units with pump and mixer mounted together, and with the grout discharging by gravity into the pump section, were found to be very satisfactory. Since hose is more easily cleaned and handled, it, rather than pipe, was used as far as possible to conduct the grout from the pump to the hole: A method by which the grout is kept in circulation at high velocity and which overcomes the tendency of the cement to deposit in and plug the lines. The water-cement ratio of the grout mixture was determined for each hole by a study of its relative tightness and varied from 3.0 for the tightest holes to 0.66 for those that were open. The safe pressure was ordinarily determined by the depth to the first seam; but in some cases it was necessary to grout this upper seam in advance in order to permit the use of increased pressures in the lower regions. When the washing disclosed leaks to the surface through seams, efforts were always made to plug them in advance of the grouting by means of dry mortar or cement paste; when surface leaks developed during grouting, it was necessary to use oakum or lead wool caulked into the cracks.

When the excavation into abutments reveals large seams underlying rock which would otherwise be considered sufficiently sound to be allowed to remain, it may prove economical to seal these seams by driving tunnels into them. The tunnel should be driven approximately parallel, in plan, to the axis of the dam and the length will

depend upon the rapidity with which the seam closes. These tunnels may then be filled with concrete to form a positive seal. When two or more parallel tunnels are driven into one seam, it is well to grout the area between them after they are filled. The resistance to percolation is thus increased and the grouting is localized in the area where it is needed.

Detailed investigations with diamond core holes disclosed that numerous passages existed in the reservoir rim at Norris Dam and that in some parts the water table was at river level. The elevation of the water table was the principal criterion by which the permeability of the ridge was judged, and the sensitivity of the table to fluctuations of the river gave an indication of the degree of permeability. Water tests were also conducted on a number of holes.

Diamond core holes $2\frac{5}{16}$ inches in diameter were spaced at intervals of 50 feet on the east side of the river and 20 feet on the opposite side where the ridge appeared to be extremely permeable. No effort was made to wash the seams free of unsound material; for the object was to consolidate this material by penetrating and filling the interstices with hard grout, injected under sufficient pressure to compact the loose material in the seams. Since practically all of the holes were drilled from an elevation well above the upper limit of the grouting, and since it was desirable to limit grouting to the region where it was needed, an expanding packer, which prevented the grout from escaping above it, was set at the upper limit.

Rock flour, a waste product of the sand classifier, combined with calcium chloride to counteract the retardation of setting, was mixed with the cement, forming a grout which was satisfactory in all respects, and more economical than an all-cement grout. An attempt to economize further by adding sand to the grout proved unsatisfactory, and the two holes on which it was tried had to be redrilled and regouted.

Oral Discussion

To a question by *Dr. Arthur M. Greene, Jr.* (Dean of the School of Engineering, Princeton University) as to whether the cleaning of clay material from the small seams was to support the foundation or to eliminate seepage, *Mr. Lewis* replied that it was for both purposes; that due to the high head on Norris Dam the clay might wash out, resulting in excessive leakage; and that due to the heavy load on the foundation it was advisable to replace the clay with grout to better support the load.

Prof. Casper Dantscher (Polytechnical Institute, Munich, Germany) asked whether the cement had been manufactured from dolomitic rock. It had been found in Germany that concrete structures made from such cement, because of its high magnesium content, were damaged in a short time if exposed to water containing sulphur. He inquired what the conditions were at Norris and the possibilities of the same dangers. *Mr. I. L. Tyler* (Senior Materials Engineer, Chickamauga Dam, Tennessee Valley Authority) replied that while a maximum of 5 percent of magnesium oxide was allowed, the amount seldom exceeded 2 or 3 percent. The aggregate was almost pure dolomite, but the cement was not manufactured from highly dolomitic limestone.

Mr. Syeritiro Satoh (Construction Engineer, Japanese Government Railways) remarked that, due to the complicated rock structures of Japan, many problems arise when attempts are made to grout continuous fissures, particularly fissures

filled with flowing water. Recently, an English method involving the use of a substance which expands when water is added has been employed.

Major Bernard Smith (Corps of Engineers, U. S. Army) remarked that the Tygart Dam is founded on sandstone containing a number of fissures, a condition corrected by grouting. The abutments contained shaly rock tending to disintegrate upon exposure to air. Care had to be taken not to expose any greater surfaces than was necessary and to treat them promptly when exposed.

Mr. B. W. Steele (Chief Designing Engineer, Tennessee Valley Authority) spoke about the grouting program for Boulder Dam, where successive grouting was done; that is, a hole 10 feet deep was drilled and grouted under comparatively low pressure, then drilling and grouting continued in steps of 10 or 15 feet, the pressure gradually increasing until the allowable maximum was reached. Many holes were grouted at pressures as high as 700 or 800 pounds, although 500 pounds was the ordinary pressure. For contraction joint grouting in the dam, laboratory experiments showed that to fill the finest contraction joint openings it was necessary to screen the cement through a 200-mesh screen. In grouting foundations, however, penetration equal to that obtained with minus 200-mesh cement could be secured by using regular cement and increasing the pressure.

3. Distorted versus Undistorted Models for Hydraulic Research

G. H. HICKOX and C. E. BENTZEL

Associate Hydraulic Engineers, Tennessee Valley Authority

By an undistorted model is meant a model in which geometric similitude is maintained; that is, one in which all linear model dimensions are in a certain constant relationship to corresponding dimensions in nature, and all corresponding angles are equal. In a distorted model geometric similitude is not maintained.

The laws of hydraulic similitude are governed by dynamic similarity and have been stated many times. Complete similarity can be obtained with respect to only two of the several forces acting. The principal forces of interest to hydraulic engineers are inertia, gravity, viscosity, and surface tension. In order to give the various dimensionless ratios which define the laws of similitude, always including inertia since its effect on moving particles cannot be eliminated, these forces may be grouped in pairs. The ratio of inertia to gravity forces gives Froude's law:

$$F = \frac{v^2}{\lambda g} \text{-----} (1)$$

where F represents Froude's number, and v , λ , and g represent the ratios of velocities, lengths, and accelerations between two systems. For similarity by this criterion:

$$v = \sqrt{\lambda} \text{-----} (2)$$

Combining inertia and viscosity gives Reynolds' number:

$$Re = \frac{v\lambda}{\nu} \text{-----} (3)$$

ν being the ratio of kinematic viscosities.

From this criterion:

$$v = \frac{\nu}{\lambda} \text{-----} (4)$$

For open channel flow it is customary to use one of the commonly accepted friction formulas and to derive the relationships from this. Using Manning's formula, and assuming that the same surface slope exists in model and in nature, the following relationships may be obtained:

$$v = \frac{\lambda^{2/3}}{n} \text{-----} (5)$$

$$q = \frac{\lambda^{8/3}}{n} \text{-----} (6)$$

where n is the ratio of roughnesses and q is the ratio of discharges.

The impossibility of satisfying all these criteria simultaneously is obvious from an examination of the various expressions for v .

(a). *Undistorted Models.*

Gravitational forces predominant.—In most models of hydraulic structures geometric similitude is maintained. In a spillway, frictional forces acting along the downstream face are negligible and Froude's relationship may be used as a basis for the design of the model. The model scale must be selected so that even for small discharges surface tension has no material effect, and so that turbulent flow prevails. Undistorted models of this type have been found to reproduce prototype conditions very faithfully and are therefore one of the most common types. Models of spillway aprons where the problem is to dissipate the energy of the falling water also belong in this class.

Frictional forces predominant.—Models of river channels in which there are no sudden changes of surface slope or velocity fall in this class. The relationships given in equations (5) and (6) apply. Reynolds' criterion must also be satisfied in order to ensure turbulent flow. Due to the minimum values of hydraulic radius and velocity which are necessary, this requirement frequently results in a model so large that the necessary water supply and cost make it prohibitive.

Gravitational and frictional forces.—Of this type are river models with hydraulic structures in place, and models of penstocks and sluiceways of such length that frictional forces influence the motion of the water. In such models great care must be used in the selection of scales, so that both the frictional and the gravitational forces are in the correct relationship; that is, the roughness value of the model must stand in a certain relation to the roughness value of the prototype. This requirement does not give the model designer much choice in the selection of scales since n -values for model materials do not have a very great range. In addition Reynolds' criterion for turbulent flow must be satisfied.

(b). *Distorted Models.*

The distortion usually consists in the reproduction of the model to two scales, one for vertical dimensions and another for horizontal dimensions. Distorted models have distinct advantages for certain types of tests. For very large streams the size of an undistorted model necessary to give turbulent flow is so great that its cost is prohibitive.

The use of distorted models is thus not a matter of choice, but is necessary in certain cases. Distorted models are particularly necessary in the study of bed-load movement as the necessary tractive forces cannot be obtained without an increase in velocity and slope.

When an undistorted model represents a straight channel, it may be distorted by increasing the slope, that is, by tilting the model without changing the horizontal and vertical scales. In the case of a sinuous channel the model must be warped in order to obtain a uniform distortion of the slope. When a model is to be used for several purposes and tilting is desirable for only part of the tests, such tilting may be simulated by increasing the slope of the water surface. In this type of distortion the depth is correct at only one point, but the variation at other points is frequently neither very great nor very important in the particular experiments being conducted.

Gravitational forces predominant.—Results obtained by attempting to use distorted models where gravitational forces predominate may lead to conclusions which are completely erroneous and misleading.

Frictional forces predominant.—Where frictional forces govern, the following scale relationships have been derived from Manning's formula by taking the ratio of slopes as $s = \frac{d}{\lambda}$, where d and λ represent the ratios of vertical and horizontal scales, respectively.

$$v = \frac{d^{7/6}}{\lambda^{1/2} n} \text{-----} (7)$$

$$q = \frac{\lambda^{1/2} d^{13/6}}{n} \text{-----} (8)$$

Gravitational and frictional forces.—In certain types of models where both gravity and friction enter, such as contraction works or cut-offs in rivers, it is desirable to satisfy both criteria simultaneously. Where the elevation of the water surface is an important factor the use of equations (7) and (8) is objectionable. The slope used in their derivation is the slope of the energy gradient and not the slope of the water surface. Since the depth ratio, d , actually represents the elevation of the energy gradient, the equation correctly represents the slope of the water surface for uniform flow only. Accordingly the water surface of the model does not correctly represent the prototype where rapid changes of velocity occur. If the change in velocity occurs in such a short length that the effect of friction is slight and can be neglected, as at a channel contraction caused by a bridge, the indicated change in water surface can be corrected by the ratio of the velocity heads as given by equations (7) and (2) which latter must be rewritten as $v = \sqrt{d}$. The correction factor is thus

$$CF = \frac{d^{4/3}}{\lambda n^2} \text{-----} (9)$$

Distorted models in which both gravitational and frictional forces are effective should be used very cautiously for the prediction of water surface elevations. Their action with respect to the transportation of bed load is already under investigation.

Oral Discussion

Professor Rehbock (Technische Hochschule, Karlsruhe, Germany) stated that the scale of hydraulic models, and the use of undistorted models *versus* distorted models, are fundamental questions in every hydraulic research project. Engineers after working on these questions for 35 years, have not yet found a solution, and it is doubtful if a solution will ever be found which will be good in all cases. Professor Rehbock mentioned four fundamental requirements:

First. "Do not make the model too small." There must be turbulent flow in the models as in nature; surface action must not be disturbed. If the model is not too small, the forces of viscosity and surface tension are excluded, and only three forces remain: gravity, inertia, and friction. If the roughness of the model is such that the slopes in the model and in nature are the same, then there is complete similarity. Models can generally be distorted only 1 to 2½, or 1 to 3, because of difficulty otherwise in making the model rough enough.

Second. "Make the model as small as possible." Smaller models require less space and can be built indoors. Results are better than on outdoor models. Less time is required to operate them, since the time scale varies as the square root of the length scale; and they are easier to operate. The results from small models are as reliable as those from large models, provided they are not below the minimum size specified in the first requirement.

Third. "Make the model undistorted if possible," since distortion affects the friction losses, and earth slopes will not stand if distorted.

Fourth. "Make the flow of the water for the models conform to the law of similarity, if possible." In many cases this is not possible; it is then necessary to increase the slope or to make special dispositions.

Professor B. P. Haigh (Royal Naval College, Greenwich, England) stated that distortion in models, although always unwelcome, nevertheless offered advantages in some cases, by eliminating features which were even more unwelcome when drawing comparisons between models and prototypes. Over 50 years ago, Professor James Thomson of Glasgow enunciated the principles of "dynamic" similarity, and carried out scientific experiments on models of river bends in a manner which clearly illustrated the difficulties in the way of comparisons. The forces acting in the model and in the prototype arise from many causes, weight, viscosity, surface tension, etc., and produce accelerations in different directions. In planning experiments on models it is desirable to secure exact proportionality between the two most important forces in model and prototype, and approximate proportionality between the less important forces; in the latter aim at least, the use of distortion might be justified as a means to an end. Complete proportionality between all the forces must necessarily remain impossible and on that account the interpretation of tests on models will continue to rest in some degree on judgment and experience.

Professor Wolmar Fellenius (Technical University of Sweden, Stockholm) stated that small models may be measured with sufficient accuracy to give as good results as large models; but they must not be so small that viscosity and surface tension affect the results. Distortions of one to three or one to two are as great as should be used. Currents in Stockholm harbor were reproduced with a distortion of 1 to 3. The action of waves against a breakwater was studied on a scale of 1 to 5 but that proved too great, and scales of 1 to 2 and 1 to 2½ were finally used.

Mr. Bentzel said that the Pickwick Cofferdam Model recently tested at the hydraulic laboratory at Norris had a roughness value which insured similarity. Water surface slopes measured in the model were checked against actual slope measurements in the prototype as determined by simultaneous gage readings.

The roughness values for model and prototype were computed and found to be in a ratio closely conforming to the theoretical roughness ratio of one-sixth power of the length scale. Examination of actual conditions at a later date showed a marked agreement with the findings by model tests.

Professor Ludwig Leichtweiss (Technical Institute, Braunschweig, Germany) stated that it was very difficult to build models which approached the conditions of the prototype. He feared that certain American institutions were using models that were too small to give reliable results. He suggested running a series of the same tests on models of different scales until a scale was found which gave conditions most nearly corresponding with those in nature.

Mr. C. L. Gallimore (Ohio River Division Office, United States Engineers, Cincinnati), referring to *Professor Leichtweiss'* remarks, stated that the War Department had built at Carnegie Institute of Technology, Pittsburgh, two models of a lift gate to the same scale, but had measured the forces by different methods, one by suspending the gate and measuring the forces by scale beams, and the other by determining the pressures on the gate from piezometer tube readings and computing the total load. The total loads on the gate as determined by the two methods checked very closely.

Mr. Hickok stated that tests were made on Pickwick Landing Spillway models at scales of 1 : 25, 1 : 50, and 1 : 100, and that good agreement was reached. In comparing the 1 : 25 results with the 1 : 100 results it was necessary to correct the latter for friction effects by using the standard friction formula.

4. Recent Improvements in Construction Layouts, as Illustrated in the Operation of the Tennessee Valley Authority

A. J. ACKERMAN

Chief Construction Plant Engineer Tennessee Valley Authority

The Tennessee Valley Authority is at present engaged in a rather extensive program of dam construction on six major projects, as follows:

Project	Status	Cost of dam and appurtenant structures
Norris Dam.....	Nearing completion.....	\$15, 800, 000
Wheeler Dam.....	Nearing completion.....	20, 700, 000
Pickwick Landing Dam.....	Actively under way.....	20, 300, 000
Guntersville Dam.....	Recently started.....	11, 800, 000
Chickamauga Dam.....	Recently started.....	16, 700, 000
Fowler Bend Dam.....	About to start.....	10, 600, 000

The first decision which confronted the Authority at the beginning of its construction program when only Norris Dam was under consideration was whether to do the work by private contract or by force account (Tennessee Valley Authority's own forces). It was decided to do the work by force account for the following reasons:

1. The unemployment situation was acute and it was desirable to put men to work as promptly as possible.

2. To award a construction contract it would have been necessary to prepare complete plans and specifications in advance. This would have delayed beginning of operations at least 1 year. By

doing the work by force account the plans were available as needed but it was possible to develop them in a more deliberate manner and thereby gain almost 2 years within which to develop certain details.

3. It was realized at the outset that the foundation would be very difficult, being a cavernous limestone formation. A comprehensive program of exploration in advance of developing plans and specifications for contract would have meant a serious delay.

4. Any large dam construction project contains hazards and uncertainties with respect to foundation conditions, cofferdams and river handling problems, damage due to floods, etc. The analysis of such problems, if properly related to design, requires considerable time. Where such studies are not thorough, the bids under contract are automatically made high to protect against such contingencies.

As the Authority's program has developed further advantages have appeared in having the major construction done by one agency. As operations are completed on one project and started on another, the transfer of supervisors, skilled mechanics, and trained laborers represents an important conservation of energies, financial economies, and a continuity of employment for such personnel. In the movement of construction equipment based on carefully related schedules of the various projects, repeated use means a greater return on the investment and eliminates uneconomical duplication in equipment ownership.

The Authority has maintained a consistent policy of selecting construction equipment on the basis of efficiency, dependability, and long life. Latest developments are adopted and researches are maintained on new methods. In planning a project, detailed layouts are adopted after many studies and cost analyses of different methods of building the project are made. River handling methods and cofferdam problems are analyzed on hydraulic models.

Reliable records are maintained on performance of the equipment in the field based on production reports and graphic meter records. These reports are analyzed and made available to superintendents and operators to stimulate interest throughout the construction organization towards improved operations.

Detailed cost records are maintained on all operations and presented in reports in such form that specific operations can be analyzed to detect uneconomical methods.

The experience, performance of equipment, and cost records are assembled in the form of bulletins which are issued periodically and the information developed from one project is thus made available to the organizations on other projects.

The work is being carried out with four 6-hour shifts to spread employment. Common labor and such skilled labor as may be available is selected from the surrounding territory, but personnel requiring special ability or experience is selected on the basis of individual records from the country at large. A system of vocational training and education is maintained on each project to give employees an opportunity to improve themselves in their respective vocations and to acquire new skill and knowledge which will be helpful in readjusting their status when the projects are completed. The housing of employees and their families on the job is of a very high standard, and particular consideration is given to health, sanitation, and safety.

All members of the construction organization are encouraged in developing their ingenuity in contributing to the success of the enterprise. Such examples as development of a new type of cellular cofferdam template and economical means of dry docking a dredge on the job were developed by the construction forces.

The general service functions of personnel selection, accounting, purchasing, legal, developing and managing housing programs, medical service, etc., are carried out by separate divisions of the Authority. The following organization is in direct charge of the engineering and construction program: A chief engineer, who is chairman of the board. Under an assistant chief engineer the organization is divided into three departments; engineering planning, engineering design, and engineering construction. The chief construction engineer is assisted by a general construction superintendent. Each project is organized as a separate unit with authority and responsibility for the execution of engineering and construction operations delegated to project engineers who have under them a construction division and an engineering division.

Oral Discussion

In reply to questions by *Professor Leichtweiss*, *Mr. Ackerman* stated that the use of core walls and the type of core was determined by local conditions. Sheet piling is frequently used for a core but a concrete extension is placed wherever the core wall is exposed to air or water. Dams have been constructed with a concrete facing on the upstream side having a sheet pile extension down into the earth; recently several dams have been covered with a welded steel plate over the entire structure, but sheet piling has not been used in horizontal or inclined planes, nor as far as the speaker knew, have two rows of piling with fill material between been used.

In reply to a question as to whether the purchase of equipment built to last the life of a job interfered with the manufacturer's normal processes and resulted in unduly high purchase costs, *Mr. Ackerman* said that much of the equipment is usually available in a partially assembled condition. Standardization does not exist, except in the case of trucks. The manufacturer is prepared to give what one is willing to pay for; otherwise, one can obtain items of ordinary quality, the price of which is set by a very competitive market.

5. Concrete Quality Control

I. L. TYLER

Senior Materials Engineer, Chickamauga Dam, Tennessee Valley Authority

In the construction of Norris Dam, serious efforts were made to build a concrete structure of uniformly high quality by using available materials and employing construction methods best adapted to the existing conditions. The project was of sufficient size—approximately 1,000,000 cubic yards of concrete—to justify experimental work and refinements in construction plant and operations. To preliminary studies on cement and aggregates, made well in advance of construction, must be given the credit for furnishing the data necessary for the successful prosecution of the work. Studies on cement, and

laboratory investigations of aggregates and of concrete mixes, were made at the Denver laboratories of the Bureau of Reclamation. Cement specifications were rigid enough to ensure a product of uniformly high quality and one which could be readily manufactured by cement mills in the vicinity of the project. Tests showed that concrete containing dolomite aggregate (which was available in unlimited quantities at the dam site) had desirable characteristics.

To assure accurate control of aggregate grading, the plant had standard crushing and screening equipment for producing four sizes of aggregate and two sizes of sand. Hammer mills were chosen for sand production. The six aggregates were separated on 8-mesh, $\frac{3}{8}$ -inch, $\frac{1}{4}$ -inch, $1\frac{1}{2}$ -inch, and 3-inch screens with a maximum size of 6 inches. Sand washers and a "fines reclaimer" provided control of minus 100-mesh material. All six aggregates were stock piled and withdrawn, one size at a time, onto a belt conveyor discharging into the mixer plant bins.

Three 3-cubic-yard tilting concrete mixers were charged from a common set of individual weighbatches. The concrete was hauled from the mixing plant in tilting hopper cars and discharged directly into cableway buckets, by which it was moved to any desired location in the dam. The concrete was placed in 5-foot lifts with surfaces sloping 5 percent downward toward the upstream face of the dam. A minimum time interval of 72 hours between consecutive concrete lifts was provided. All concrete in the dam was compacted by means of electrically driven vibrators.

Complete inspection and control of all concreting operations was maintained throughout the construction. A control board for proportioning concrete, recording batches, etc., was provided. An electric oven, scales, and a moisture-indicating device were used for determining the amount of moisture contained in the aggregates. A well-equipped field concrete laboratory with sufficient personnel to conduct tests and field investigations was provided. The cement specifications were such that, with careful acceptance and testing, variations were so small that they could not be detected in the ordinary construction operations, while the quality of the stone from which aggregates were made remained uniform throughout.

It was found necessary to modify the aggregate gradings originally proposed because of inability to obtain the desired particle-size distribution in the fine sand (minus 8-mesh) in which sizes between the 100- and 28-mesh screens were deficient. It was found, however, that the effect of this deficiency could be minimized by using material finer than the 100-mesh screen. The "fines reclaimer" and sand washers kept the minus 100-mesh material under control and permitted a regrading of aggregate in all concrete mixes. Laboratory tests and concrete placing experience indicated that particle-size distribution, particularly in the finer aggregate sizes, had a very decided effect on workability and other qualities of the concrete produced.

Control of moisture at the mixing plant depended upon accurate and rapid moisture determinations and upon uniformity of moisture in the various aggregate sizes. Fine sand presented the most difficult problem since it was piled wet, but a reasonably uniform moisture content in the sand delivered to the mixing plant bins was main-

tained by drawing the same from proper locations in the pile. An electrical device, with elements in the fine-sand batcher and an indicating voltmeter on the control board, showed by comparisons between voltmeter readings and moisture determinations any sudden moisture change in the fine sand, and made it possible, by addition of water, to correct the moisture content before the batch was put into the mixer. Because of the large stock piles, moisture variations in the five larger aggregate sizes were usually small, and moisture determinations were made entirely by oven-drying.

Mixing time for all concrete batches was $2\frac{1}{2}$ minutes. Longer mixing periods proved unnecessary, while shorter periods produced harsher concrete with a marked tendency toward water gain. Segregation of materials as discharged from the mixers was probably decreased by the methods of handling and transporting concrete to the cableway buckets. Remixing, while the buckets were being filled from the tilting hopper cars, further reduced segregation. Except for extremely dry concrete, segregation in the buckets and during discharge therefrom was not serious. Hoppers, conveyors, chutes, and other devices generally known to produce segregation, were avoided.

Vibrator efficiency was one of the most important factors in the ability to handle dry concrete effectively, and such concrete had a decided effect on the quality and economy of the work. At the start of operations, vibrators were operated on 68-cycle power, corresponding to a no-load speed of about 4,100 vibrations per minute. Later, frequencies were stepped up to 80 cycles, corresponding to 4,800 vibrations per minute, at which speed much drier concrete could be placed.

Five general types of concrete mixes were used in the dam and powerhouse, with special mixes where conditions required concrete of qualities not obtainable in any of the five standard mixes. Water ratio determined the cement requirement of all mixes except those used on exposed faces of the dam where the minimum cement content and the maximum water ratio both were specified. Mass concrete having a maximum water ratio of 0.67 by weight was used in all interior portions of the dam. Two concrete mixes were used for exposed surfaces; one, containing a minimum of 1.10 barrels of cement per cubic yard with a maximum water ratio of 0.60, for non-overflow faces; the other, containing a minimum of 1.20 barrels with a maximum water ratio of 0.60, for spillway faces.

Curing of concrete consisted in sprinkling it with a water hose, although occasionally fixed sprinkler systems were installed. Horizontal surfaces were covered with wet fine sand wherever feasible in order to decrease the amount of sprinkling and to keep the surfaces continually moist. Exposed surfaces were normally kept wet for 28 days after placing of concrete. During the coldest winter weather, the green concrete was protected from freezing, and mixing water was heated as required to bring the concrete-placing temperature to approximately 50° F.

The net results to mass concrete of maintaining control of a fair portion of the factors affecting its production and placement were approximately as follows: Temperature rise in the dam was reduced

at least 5° F.; strength and elastic properties were changed little, if any; durability was probably not affected; a structure of more uniform quality was obtained; the cost of cement was reduced by approximately \$150,000.

Oral Discussion

Mr. Adolfo Orive Alba (Chief Engineer, Rodriguez Dam Project, Comisión de Irrigación, Mexico) expressed the opinion that chutes cannot be entirely condemned, since they must be utilized at the end of most conveying systems used on hollow dams with thin sections. In the Rodriguez Dam, chutes were used to discharge a 1½-inch slump concrete, conveyed by buckets without any segregation being detected after exhaustive tests. He inquired why, if a slump of 3 inches was found to be the most adequate in the Boulder Dam, a 1-inch slump concrete could be used with success at Norris Dam.

Mr. Tyler in reply said that, if concrete with a 1-inch slump instead of a 3-inch slump could have been placed, a saving of \$100,000 to \$200,000 would have been obtained and the temperature rise in the center of the dam reduced by approximately 10°. Tests have proved that the lower the cement content, especially in the center of a dam, and the drier the concrete can be placed, the better the job will be when finished. This, however, requires the use of vibrators. The use of chutes would require wet concrete, extra cement, and very careful handling; otherwise segregation may be expected.

Mr. Paul E. Gisiger (Safe Harbor Water Power Corporation, Baltimore) asked what was the purpose of the limit of 8 percent upon tricalcium aluminate and whether the Tennessee Valley Authority was satisfied that this content could be determined satisfactorily. At one of the Washington sessions of the Congress on Large Dams severe doubt had been expressed regarding the accuracy of the methods which have been developed, so far, to establish the compound content. *Mr. Tyler* replied that the limitation was to lower the heat and to secure greater durability. Methods generally accepted in this country as sufficiently accurate are used to determine the compound percentages.

Mr. Pearce (Project Engineer, Hiwassee Dam, Tennessee Valley Authority) stated that in an effort to prevent cracking it was thought that the amount of heat rise in the concrete should be decreased by pouring alternate blocks to allow them to cool off as soon as possible. In his opinion it is desirable to offer an annealing process by pouring the concrete in adjacent blocks so that the high blocks cannot cool off too fast. It is becoming apparent that in this respect concrete is like cast steel or cast iron; it should cool off slowly and as a unit. The best method is to prevent the temperature rise in the first place.

Mr. Tyler, in answer to a question by *Mr. O. Laurgaard* (General Office Engineer, Tennessee Valley Authority, stated that he believes the particles of cement smaller than 7 microns have more to do with hardening and developing strength than all the rest. The finer cements liberate heat rapidly. He further stated that it is not the temperature rise which causes cracking, but rather the differences in temperature within the blocks which develop after the concrete has reached an elastic state. Normally, cracking in Norris Dam started on an average of 7 to 14 days after placement. If concrete made from fine-ground cement were poured in 1-foot lifts at 7-day intervals it would generate and liberate heat rapidly, perhaps having a total temperature rise of 10° or 20°. Under such conditions cracking would not be expected. If coarse-ground cement were used there might be, 6 months later, a temperature difference of 20° or 30° between the inside and the outside of the block and cracking would be expected. It is important to prevent the cracks from ever starting, since once started they are very difficult to stop.

6. Resistivity Measurements for Dam Foundation Explorations

B. B. BESSESEN

Superintendent of Power, Wilson Dam, Tennessee Valley Authority

The resistivity method originally developed by Dr. Frank Wenner of the United States Bureau of Standards was employed for making foundation studies at Chickamauga Dam site. In field tests, two current electrodes and two intermediate potential electrodes were set in the ground at equal distances apart in a straight line. The electrodes were $\frac{3}{8}$ -inch rounded steel rods about 4 feet in length driven about 18 inches into the ground. Current was supplied to the current electrodes, and the resistance between the potential electrodes was measured by an earth testing megger. Alternating current was used for the tests so as to avoid effects of polarization, electrolysis, and stray current in the earth. Current was supplied from the megger by a direct-current hand-driven generator and, after passing through the current coil of the ohmmeter, was changed into alternating current for the test by means of a commutator or current reverser. The potential drop across the ground under test was picked up at the potential electrodes and again converted into direct current for actuating the potential coil of the ohmmeter. Thus, the result is shown at once by a direct current ohmmeter, having all the advantages of sensitiveness and accuracy of this type of instrument.

For determining the depth to bedrock at Chickamauga Dam site, the empirical method was successfully applied in some of the tests; for others, it was necessary to use the method developed by the English physicist, G. F. Tagg, before the resistivity results would check core drilling results. The resistivity method gives the best results when the overburden is composed of a homogeneous material, the resistivity of which is lower than that of the bedrock. If the overburden consists of a number of layers having different resistivities, the analysis is involved and the depth determinations become approximations.

Step traverses, using various electrode spacings, were made along the dam axis on both sides of the Tennessee River, for purposes of resistivity tests and for comparison with core-drill logs.

The measurements made proved that such tests offer a means of obtaining valuable information about the conditions of dam foundations. Studies made by the new method to determine the depth to bedrock indicated that it could be successfully used for this type of investigation, where the underground structure was not too complicated.

Drill holes located from the resistivity profiles showed that the new method successfully located major structural variations in the bedrock, but did not respond to small, localized changes. Therefore, the resistivity method, in its present stage of development, can be more profitably used for rapidly obtaining generalized information over a considerable area than for securing detailed results.

The resistivity results did not always check the core-drill records. However, subsequent excavations showed that part of the resistivity results which did not agree with the drill records, gave a more accurate

picture of the underground conditions than could be obtained from the drill records. It must be emphasized, that for best results, the resistivity measurements should be made and interpreted by an experienced person and correlated with available geological information.

Recently, a new megger, the design of which is an improvement over the one used in making these tests, has been introduced. With the new instrument the usefulness of the resistivity method should be greatly increased because the accuracy of measurements is extended one decimal place beyond what was possible with the old design.

General Reports

SECOND CONGRESS**ON LARGE DAMS**

WASHINGTON, D. C., 1936

SPECIAL CEMENTS

General Reporter: J. L. SAVAGE

*Chief Designing Engineer, U. S. Bureau of Reclamation***GENERAL**

Portland cement, as manufactured by most of the cement plants of the world in conformity with specifications adopted as standard in many countries, has been used upward of 50 years in the construction of concrete dams. To meet the demands of the majority of cement users, the trend of development of the normal product has been toward higher early strength and attendant higher heat of hydration. This trend, together with the more rapid rates of construction in recent years, magnified the disadvantages of standard portland cement in the construction of large concrete dams. An example of the disadvantages is had in the extremely high temperatures which result in the extensive cracking of many modern concrete dams, and in the disintegration of others to the extent that some have had to be replaced or extensively repaired after a comparatively short period.

In recent years attention has been directed to the development of a number of special cements for special uses, lending impetus to the search for a more suitable cement for massive hydraulic structures. Properties demanded of such a cement are summarized in the reports by Forsén, Sweden; Halcrow and Lea, Great Britain; and Savage, United States, as:

Evolution of heat.....	As low as possible.
Setting time.....	Long, in order to permit placing large volume without undue stiffening.
Workability.....	Good, reduced water gain or segregation.

Concrete strength----- High after 90 days with sufficient early strength to meet the demands for early form removal.
Density and water resistance----- Good.

The principal requirements seemed to be that the cement have low heat of hydration, high resistance to the action of aggressive waters and other disintegrating agents, and reduced tendency toward cracking. The attention of the laboratories throughout the world was engaged in acquiring a better understanding of the factors affecting temperature rise, permeability, strength, time of setting, workability, shrinkage, and extensibility of cements and concretes. With such understanding, cements could be specified whose undesirable qualities for mass construction were reduced to a minimum. A direct outcome of this intensive search was the low-heat portland cements developed in the United States and in Sweden. The compound composition of cement was found to be highly significant. Other researches led to the study and adaptation to dam construction of the portland-pozzolan type of cement, using natural or artificial pozzolans of great variety and wide range of activity. Experience with concrete in Norwegian dams which is the subject of the report by Baalsrud and Friis, Norway, describing the leaching of the lime from the concrete by the acid waters of that country, and experience elsewhere with structures subjected to the action of sea water encouraged researches toward the development of cements resistant to such action.

Types of cements investigated and used in different countries, and reported by the various contributors include:

High early strength cements: Described in the reports of Davey, Great Britain; Fujii, Japan; and Savage, United States.

Standard portland cement: Included in the reports principally as the basis of comparison for the special cements. Such comparisons are made by nearly all of the contributors.

Modified portland cement: Described by Fujii, Japan; and Savage, United States.

Low-heat cements: "Silikat" cement of this type, developed in Sweden, is described by Forsén, Lalin, and Westerberg; the low-heat cement of the United States by Savage. Fujii, Japan, describes a cement, termed low-heat, which is very similar to the modified (moderate-heat) portland cement of the *United States*.

Portland-pozzolan: "Pansar A" and "Pansar Silikat" cements by Forsén, Ohman, and Berg, Sweden; portland blast-furnace slag cement by Fujii, Japan; Kallauner, Czechoslovakia; and Davey, Great Britain; and portland with various pozzolans by Kind, Russia; and Savage, United States.

Special water-resistant cements: Mention is made of certain cements developed primarily to resist the action of corrosive waters by several contributors. One such cement is described by Stanton, which description is embodied in the report of Savage, United States, and is in reality the modified portland type. Aluminous cements for resistance to aggressive waters are described by Hoffman, Italy, and Kallauner, Czechoslovakia.

Iron cements: Hoffman, Italy, states that the development of this type of cement either alone or in combination with pozzolanic materials for use in smaller hydraulic structures is a most important adaptation in that country.

As is pointed out in the reports by Spindel, Austria, by Baalsrud and Friis, Norway, and by Savage, United States, the improvement to be gained by a change in type of cement alone may be small in comparison with the effects of selecting the best combination of the many factors contributing toward the behavior of the concrete in the structure. This is best exemplified in connection with the volume change due to loss of temperature. Obviously if the placing temperature of the concrete is high, as was the case at Boulder Dam in the summer months, and the final stable temperatures are relatively low, a large temperature drop with consequent shrinkage and tendency toward cracking is inevitable, even without any heat evolution by the cement. Under such conditions, improvement from the use of low-heat cement as compared with standard cement is but a small percentage of the total temperature drop. This in no way belittles the work of the many investigators who have sought to explain the behavior of cement to the end that a special type having the most favorable properties might be specified, or that the standard cement might be improved. In what is termed modified portland cement in the United States (called "low-heat cement by Fujii, Japan), this new knowledge has resulted in the development of a product which gives promise of supplanting the present standard portland cement for many purposes.

The investigations reported by Sandri, Austria, and by Savage, United States, of the rate of heat evolution of cement have contributed to the development of mathematical equations by Vogt in Norway, Davey in Great Britain, by Glover and other engineers of the Bureau of Reclamation in the United States, and by others, which permit accurate predictions to be made of the temperature history of concrete taking into consideration the many determining factors. Such studies point the way toward the most desirable construction procedure, and the best selection of the other controllable factors, as well as the choice of the best type of cement.

Attention needs now to be drawn toward a better understanding of the relationship of the many factors entering into the behavior of the concrete in the completed structure; toward the development of adequate standard tests, as simple as possible, to more accurately indicate important properties; and toward the formulation of adequate specifications for the various types of cements. Vogt and Rutle, Norway, and Spindel, Austria, in their reports point out the inadequacy of the present standard tests for the selection and control of cements and suggest certain procedures. Forsén, Sweden, presents a summary of tentative standard specifications for six types of cements suggesting certain compulsory tests and certain other tests for purposes of information only.

Investigations, developments, and experiences in all the countries reporting on the subject of special cements, which include, in addition to those previously mentioned, Czetwertynski, Poland; Honigmann, Austria; and Ishii, Japan, emphasize the fact that the use of special cement is but one of many important variable factors constituting the

complex problems encountered in mass concrete construction. A short summary of each paper submitted, all of which contain interesting and valuable information concerning various phases of the problems of cements and mass concrete work, is included at the end of this report.

The diversity in type of cements in recent use for concrete dams is illustrated by the following tabulation compiled from the nineteen reports submitted:

Name of dam	Country	Type of cement
Laggan Dam	Great Britain	Standard portland.
Tongland Dam	do	Standard portland and rapid-hardening portland.
Clatteringshaw Dam	do	Portland-blast furnace slag.
Vargön Dam	Sweden	Low-heat portland.
Krångede Dam	do	Pozzolan with low-heat portland.
Dejefors Dam	do	Pozzolan with standard portland.
Tsukahara Dam	Japan	Moderate-heat portland.
Barbellino Dam	Italy	Ferrie cement.
Owyhee Dam	United States	Standard portland.
Morris Dam	do	Low-heat portland.
Boulder Dam	do	Low-heat portland and a blend with standard portland.
Bonneville Dam	do	Portland-pozzolan.
Norris Dam	do	Modified portland.
Grand Coulee Dam	do	Do.
Tygart Dam	do	Do.

The relative suitability of the different types of cements used in the dams listed above cannot be judged without a clear understanding of the conditions obtaining for the respective jobs, which can be found in the individual reports. The examples given serve to illustrate the universal interest being displayed in the question of the best type of cement for concrete dams. Substantial future progress in this matter will doubtless be dependent in large measure upon a more thorough understanding of the reactions involved in cement hardening processes which understanding can be acquired only through basic researches in the field of cements and concretes.

POINTS FOR DISCUSSION

1. The cement problem in mass concrete:
 - a. Relative importance.
 - b. Justification for special cements.
 - c. Selection of most suitable type.
2. Requirements in cement for mass concrete:
 - a. Low heat of hydration.
 - b. High fineness.
 - c. Good workability with low water requirement.
 - d. Resistance to water.
 - e. Resistance to weathering.
 - f. High extensibility or resistance to cracking.
 - g. Favorable strength development with high ultimate strength.

3. Control of selected cement according to specifications:
 - a. Properties and methods of test.
 - b. Importance of composition.
 - c. Effect of variations in raw materials and methods of manufacture.
4. Needed information:
 - a. Chemical and physical processes involved in hardening concrete.
 - b. Ultimate heat of hydration.
 - c. Elastic and plastic properties at early ages.

**INDIVIDUAL SUMMARIES
OF
QUESTION III**

(D 1)

**EFFECT OF INTERNAL TEMPERATURE OF GRAVITY DAMS
ON THE STRENGTH OF CONCRETE**

ISHII, *Japan*

For the purpose of determining the effect upon the strength of concrete of high temperatures produced within the inner part of a massive concrete body, such as a gravity dam, observations and compression tests were carried out for 1 year on test pieces of mortar, as well as of concrete, cured in temperatures ranging from 20° to 70° C. The observations have revealed the fact that specimens cured in temperatures of 40° to 50° C. show the highest strength at an early age, but that as the age increases all specimens, at whatever temperature cured, ultimately reach an almost equal degree of strength.

(D 9)

FABRICATION OF LOW-HEAT PORTLAND CEMENT IN JAPAN

FUJII, *Japan*

This paper presents the results of an investigation of the chemical and physical properties of low-heat cement manufactured in Japan. Although the data of these tests is incomplete in many respects, it is evident that the physical character of the raw materials and the method of manufacture of actual commercial cement may be of considerable significance on the quality of cement of the same chemical composition, and consequently each cement plant may have its own proper formulas for various characteristics of special cement.

(D 10)

TEMPERATURE EFFECTS IN MASS CONCRETE

DAVEY, *Great Britain*

In any very large mass of setting concrete, the central portion of the mass loses heat very slowly and the concrete is cured under almost adiabatic conditions as a result of which very high temperatures may be attained. The temperature reached is primarily dependent upon the type of cement used.

Normal and rapid-hardening portlands often differ but little in this respect; portland blast-furnace cements evolve heat more slowly than the portlands in the initial stages, but also differ little in the amount of heat evolved at the

end of 3 days; high-alumina cements cause a very rapid rise during the first 24 hours.

Other factors affecting temperature rise are the mix proportions, the size of the concrete mass, the rate of placing, the insulation afforded by the shuttering, and the external conditions. Investigation has shown that the temperature increase and the strength developed in hardened concrete is higher at the center than at the edges of a concrete mass, except in the case of concrete prepared from high alumina cement, in which case the strength is lower at the center. Similarly, shrinkage and creep may vary throughout the mass and are accompanied by a heat contraction additional to any shrinkage effects.

These phenomena may have an important influence on the behavior of a structure, such as a concrete dam, and it is therefore desirable that these temperature effects in mass concrete should be reduced to a minimum by the use of selected cements and by careful mix design, and that it should be possible to predict from the results of laboratory tests of a cement the temperatures that may be attained in a mass of concrete containing it.

Study of these problems has been carried out at the Building Research Station, Watford, and has included a comparison of the temperatures attained in the concrete of three large dams with those reached in laboratory tests of the cements used in the structures. This investigation is described and has shown that on the basis of such laboratory tests it is possible to establish approximate relations which may be used for the tentative prediction of the temperatures that will be reached in a large mass of concrete made with a given cement.

(D 11)

SPECIAL CEMENT

HALCROW AND LEA, *Great Britain*

The substitution of concrete for masonry in the modern construction of large dams has introduced troubles attributable to the temperature rise during hardening and in some cases to the leaching effect of pure moorland waters. Data are given of the temperature rise and crack formation in the Laggan Dam which was completed in 1935. A recent examination of the Blackwater Dam completed some 27 years ago has shown that no serious deterioration of the concrete owing to the action of water percolating through cracks has taken place.

Reference is made to the changes which have occurred over the last 25 years in the characteristics of manufactured cements and their influence on mass concrete construction. No practical experience is at present available in Great Britain on the use of low-heat cements.

The British Subcommittee on Special Cements has undertaken an examination of the methods of measuring the heat evolution and solubility of cements.

Tests on heat evolution have been carried out on concrete using two forms of adiabatic calorimeter and on neat cement by the heat-of-solution method. A simple and inexpensive adiabatic calorimeter has been developed and found satisfactory. It is considered that tests with this apparatus offer an advantage over the heat-of-solution method in that the test is simpler to carry out, and the results show a direct correlation with observations made on large dams. The apparatus is also less expensive, but it is necessary to provide a number of sets of apparatus to carry out the same number of tests as can be made in a single heat-of-solution apparatus.

Tests on the solubility of cements have been carried out by the Swedish extraction method with ground set neat cement, by percolation methods with lean

mortar plaques, and by Rengade's method in which mortar specimens are subjected to the action of a jet of water impinging on their surface. The Swedish extraction method has been found simple in operation and shows a good reproducibility. Tests by the percolation method on mortar plaques have not shown a satisfactory degree of reproducibility. Insufficient data have at present been obtained to draw any conclusions regarding the degree of reproducibility of Rengade's method.

Tests on neat cements, as in the Swedish method, have been criticized on the ground that the results may not be applicable to normal concretes. Further investigation is required before any definite conclusion can be reached as to the method which should be recommended for testing the solubility of cements.

A brief summary is presented of recent British papers bearing on the subjects discussed.

(D 23)

RESEARCH WORK BY THE HYDROTECHNICAL LABORATORY OF THE SCIENTIFIC RESEARCH INSTITUTE OF HYDROTECHNICS IN LENIN- GRAD ON SPECIAL CEMENTS FOR WATER-WORK CONSTRUCTIONS

KIND, *U. S. S. R.*

For the erection of hydraulic structures, with high requirements for the quality of concrete, special cements, such as slag portland cement and pozzolan portland cement, with acid hydraulic admixtures, may be recommended for the present, as desirable cements of a higher degree of watertightness.

Compared with those prepared with ordinary portland cement, concretes produced from slag and pozzolan portland cements possess a higher degree of watertightness. In order to obtain a concrete of equal watertightness of pozzolan portland cement as substitute for portland cement, the quantity of cement used per 1 m³ concrete may be considerably decreased, i. e., by 40-50 kg/m³ for cement containing diatomaceous earth, and by 60-70 kg/m³ for cement with silicious content.

The lime-leaching process is much slower when water is percolating through a concrete made with pozzolan portland cement than with portland cement. This may be explained by the fact that all the lime contained in pozzolan portland cement is chemically bound and appears in the form of hydrocalcium silicate.

Whenever hydraulic constructions are subjected to the action of mineral waters, the concrete produced from pozzolan portland cement remains practically undestroyed, whereas the strength of portland cement concrete decreases with time.

The linear deformations which occur during the setting of the concrete made with different cements (swelling in water and shrinking in air) prove to be practically the same both for pozzolan portland cement and for portland cement. Only the pozzolan portland cement, with an admixture of diatomaceous earth, is an exception. The concrete produced with this admixture shows after setting in air, compared with other tested cements, slightly increased values of shrinkage deformations.

(D 24)

THE QUESTION OF TEMPERATURE RISE IN LARGE DAMS; PRO- TRACTED THERMIC RESEARCH ON CEMENT AFTER SETTING

SANDRI, *Austria*

This report is to be considered as a continuation of the Report No. 8 of the Austrian National Committee entitled: "The Question of Temperature Rise in

Large Dams; Thermic Researches on Cement after Setting", submitted to the First International Congress on Large Dams, 1933. In both cases the reports deal with the amount of heat which is freed after setting and the subsequent hardening of the cement, and which is determined by laboratory tests. As this heat causes dangerously high temperatures in the interior of large dams, it is of great technical interest to obtain a complete knowledge of it. To measure directly the temperature rise in the inner part of completed construction works is not sufficient for the clarification of the problem; additional laboratory tests are needed.

A novel and efficient isothermic process has been successfully worked out which permits the direct measurement of the amount of heat developed by a unit weight of cement per hour; the hardening heat developed from the beginning of the setting up to the time of observation can easily be determined from that. Furthermore, the chronic course of heat development appears especially characteristic for the setting period of the respective cements.

Already in previous researches (Report No. 8) some interesting results in connection with the setting heat were obtained. It was found that the setting heat was strongly dependent on the temperature. The examination of some further especially interesting problems was taken up under the isothermic method. First, American and Scandinavian low-heat cements were examined with the result that the heat development of these cements was found to be much smaller than that of ordinary portland cement.

The heat development of mixtures made of trass or pozzolan earth and ordinary portland cement was measured in order to determine the influence of cement admixtures. It was found that the trass and pozzolan take part in the heat development, but not so strongly that the heat development of similar cement mixtures would be equal to the heat development of a pure portland cement.

In this connection the question of whether or not the real admixtures of the concrete remain chemically inert after setting is interesting. Tests carried out in this direction on lime and quartz, representing carbonates and silicates, show that this is not the case, inasmuch as lime especially may, under certain circumstances, add considerably to the heat development. In nearly all practical cases, however, this contribution of admixtures to the heat development can be neglected.

Finally, the influence of the storage of the cement on the heat development was examined. The result was that cement stored in open air develops nearly the same hardening heat as average cement, but the hardening takes a longer period of time; that means a slowing down of the setting process.

Due to an exact knowledge of heat development as a function of the time, it became possible to calculate beforehand the rise of temperature to be expected in the inner part of large dams, taking into consideration all possible circumstances, especially the heat lost to the environment.

(D 25)

SPECIAL CEMENTS

SPINDEL, *Austria*

The development and features of various types of special cements are discussed, and it is shown that besides some advantageous characteristics there are some disadvantageous ones.

The properties of cement and concrete, submitted for discussion by the Subcommittee for Special Cements, are thoroughly dealt with, and it is shown that

the influence of various special cements on the quality of concrete is small in comparison with the influence of different factors in the preparation of the concrete.

The main points in the preparation of concrete which govern the quality of concrete are discussed, and it is shown that the present-day portland cement was not per se responsible for damages which sometimes occurred to portland cement, but that it was the improper observance of the discussed points.

Special features highly desirable for concrete which could be obtained by specially composed cements could also be obtained with portland cement properly treated with suitable admixtures. These have recently been the object of studies made for the purpose of lowering the water-cement ratio and increasing the workability of concrete, as well as to improve the watertightness and the tensile strength.

Some of the principal differences between the testing of standard samples and the actual preparation in the field are pointed out, and several new testing processes, developed mainly in Austria, are recommended in order to test more accurately the properties of cement and concrete under discussion by the subcommittee.

(D 26)

DETERMINATION OF COMPRESSIVE STRENGTH AND OF HEAT GIVEN OFF
BY CONCRETE IN THE INTERIOR OF LARGE CONCRETE MASSES
BY MEANS OF THE THERMOELECTRIC CALORIMETER

HONIGMANN, *Austria*

The heat freed during the setting of concrete is a function of the time, temperature, water added, etc.; therefore, the heat freed per unit of time during the hardening of concrete is dependent on the proportion of the mixture, the water added, the duration of hardening, the temperature, and perhaps the hardening pressure. Furthermore, the compressive strength is primarily dependent on the same factors, so that a close connection prevails between the strength and the total heat given off.

A new, highly sensitive calorimeter, without heat capacity, for the exact determination of heat given off by concrete, and its use for the determination of the compressive strength in the interior of large concrete masses, are described. The calorimeter consists of measuring plates, between the surfaces of which temperature differences are measured by means of thermoelements arranged in series. The temperature differences between these surfaces are proportional to the quantity of heat flowing through the measuring walls. The quantity of heat given off or evolved from the several bodies which are between the measuring walls flows off through these walls and is then measured. Due to the construction of the walls, the calorimeter measures without lag the variations in intensity of the heat given off and indicates such intensity by means of a graphic instrument or sums up the quantity by an integrating meter.

A simplified calorimeter of this kind, and its uses as a measuring device for the determination of compressive strength in the interior of large concrete masses, are discussed. It consists simply of six "lost" measuring plates which are so embedded in the concrete mass that they surround entirely a cubic part of the mass. The quantity of heat evolved during the setting of concrete permeating the measuring walls is then determined by measuring devices which are attached to the several calorimeters by means of insulated conductors. The scale of the integrating meters (integrating voltmeter) may, based on preliminary experiments, be calibrated directly on the scale showing the compressive strength (for

instance, kg/cm² or lb./sq. in.), so that the compressive strength of concrete at the point of measurement may be read immediately on the instrument at any period of the hardening process. The calibrating of the apparatus takes care of the additional compressive strength resulting from the heat given off under exactly the same circumstances under which the concrete will harden at the construction site itself. The distribution of points of measurement is shown by the example of a planned arrangement for a large dam (about 300,000 cubic meters; length of crest 280 meters). The compressive strength will be measured in this instance at 76 points. The application took place in 14 horizontal planes and 20 vertical sections, distributed equally over the entire mass.

Together with the determination of the amount of heat given off during hardening, the temperature is also ascertained at the points of measurement and, if necessary, also the internal pressure. All these factors give an accurate picture of the thermodynamic and static behavior of the concrete.

(D 27)

FIFTY YEARS' EXPERIENCE OF CONCRETE IN NORWEGIAN DAMS

BAALSRUD AND FRIIS, *Norway*

This paper reviews the practical experiences had with concrete in connection with Norwegian dams for the last 50 years. Among other things it directs attention to the conclusions submitted by the Norwegian Committee on Concrete, after examination of 87 dams. It points out that seven important dams have had to be completely rebuilt because of the poor quality of the concrete, and also that there are very few dams wholly free from possible damages to which concrete is liable. Effects due to freezing are particularly pointed out. These are important as far as Norway is concerned because the temperatures prevailing in winter may be as low in the mountains as 40° C. below zero. It is also pointed out that the water of Norwegian streams is both pure and acid, therefore possessing a strong dissolving action on lime. In reference to this, it should not be forgotten that snow, and water due to melting snow, possess a much larger proportion of carbonic acid, whether in a free or a dissolved state, than ordinary water.

After having noticed that the Norwegian cement used has been of a standard type and quality and that such aggregating materials as trass, etc., have been tried out without apparent benefit, the practical results which 50 years of experience are presumed to have brought out are mentioned.

(D 28)

NOTES ON SPECIAL CEMENT TESTS

VOGT AND RUTLE, *Norway*

The present standard cement tests are in some cases found to be either misleading or incomplete as a basis for selection of cements, particularly by comparison of normal portland cements with pozzolanic cements, blast-furnace slag cements, and other slow-hardening cements in question for dams.

The bending test on plastic mortar (two sand screenings and high W/C) is recommended as the principal strength test for cements. Tests on specimens stored at low temperatures and on thoroughly dried specimens ought to be included for cements sensible to such exposures.

The shrinkage should be measured on specimens stored under water to the age of 28 days before being dried.

The ability to flow is a very important property of concrete, and corresponding tests should be made on a selection of cements for dams. It is emphasized that the magnitude of the flow is very different for the wet condition, during the drying period, and for the thoroughly dry condition. All tests should, therefore, distinguish between these three conditions.

(D 42)

SPECIAL CEMENT

KALLAUNER, *Czechoslovakia*

This report gives concise information on points 1 to 4 of Question III, dealing with the following matters:

1. A short summary of the latest available experience in the normal use of portland cement, particularly with regard to unsatisfactory results arising from excessive heat of hydration, and to deterioration of the concrete caused by the action of water on the cement.

2. A detailed account of the present situation and of the experience acquired, more particularly with reference to the manufacture and use of special cements for large dams, giving data of the chemical, physical, and mechanical characteristics of these cements, including results of tests carried out by the routine methods to be recommended by the International Subcommittee on Special Cements, as well as by other appropriate tests.

3. An account of the program for future development and for research work in regard to special cements.

4. A bibliography giving short extracts of the most important recent literature published in the country submitting the report.

(D 43)

INTERIM REPORT ON METHODS OF TESTING CEMENT IN REGARD TO HEAT OF HYDRATION, ACTION ON CEMENT BY WATER PERCOLATING THROUGH CONCRETE, SHRINKAGE, PERMEABILITY, AND WORKA- BILITY

SUBMITTED BY THE INTERNATIONAL SUBCOMMITTEE ON
SPECIAL CEMENTS FOR LARGE DAMS, APRIL 1936

[No summary]

(D 44)

A SURVEY OF RECENT SCANDINAVIAN LITERATURE ON SPECIAL CEMENTS FOR DAMS AND WATER-RETAINING STRUCTURES SWEDISH AND NORWEGIAN SUBCOMMITTEES

[No summary]

(D 51)

SWEDISH CEMENTS FOR HYDRAULIC STRUCTURE

FORSÉN, LALIN, WESTERBERG, ÖHMAN, AND BERG, *Sweden*

Mr. Forsén describes the composition and properties of four different kinds of cement produced and used for technical purposes in Sweden.

The kinds of cement are:

(1) Portland cement class A (standard portland).

(2) Silicate portland (low-heat cement).

(3) Pansar A cement (80 percent standard portland plus 20 percent highly active pozzolana).

(4) Pansar silicate cement (90 percent low heat, 10 percent highly active pozzolana).

The properties have been gaged and tabulated in 11 tables:

Table 1. Lime-combining capacity of pozzolanas.

Table 2. Chemical composition, fineness, setting time.

Table 3. Heat of hydration.

Table 4. Compressive strength according to Swedish (= German) standards.

Table 5. Tensile strength according to Swedish (= German) standards.

Table 6. Compressive strength of concrete.

Table 7. Shrinkage according to German standards (about lime).

Table 8. Content of free calcium hydroxide in set cements.

Table 9. Extraction by water according to a Swedish method.

Table 10. Permeability of concrete according to the German standard method.

Table 11. Corrosion in 0.2 m sodium sulphate solution.

The results have been obtained from practical experience by Lalin and Westerberg in the case of silicate cement, by Öhman in the case of Pansar silicate, and by Berg where Pansar A is concerned.

Messrs. Lalin and Westerberg state that for the construction of Vargön power station a special cement was required, capable of fulfilling the demands in respect of impermeability to air as well as to water in the heavy concrete structures in question. The result was the introduction of a high-silica cement. Experience in the execution of the work has shown that the lengthy setting time is a great advantage. Parallel experiments have demonstrated that concrete with high-silica cement is practically free from cracks, such as are unavoidable with ordinary portland cement. High-silica cement displays some disadvantages which, however, can be overcome. It gives, for instance, lower workability than ordinary cement, requires greater care at low temperatures, and besides it seems to have a tendency to form cracks on the top surface of the concrete.

Mr. Öhman gives the experience obtained with Pansar cement in the construction of the Krångede Dam. The results of taking temperatures are shown, on figure 2 for Pansar cement (max. +49° C.) and on figure 3 for ordinary portland cement (max. +75° C.). Compared with portland cement the Pansar cement displays similar workability, but lower resistance and a greater tendency to form drying cracks on horizontal surfaces. It requires more protective devices at low temperatures and hardens more slowly.

Mr. Berg states that Pansar cement was used in the construction of Dejefors power station in Sweden. In certain parts ordinary portland cement was employed so that it has been possible to make a comparison of the two kinds.

In the field Pansar cement requires a greater amount of water to obtain suitable plasticity than does ordinary portland cement.

Under conditions in question the interval of workability of Pansar cement was about 50 liters of water per cu. m of concrete, as compared with about 35 liters for portland cement. Consequently, when using Pansar cement the obtaining of a concrete which can be satisfactorily worked into the forms without segregation of water is much facilitated.

Due to the "toughness" of the cement, concrete of Pansar cement requires more working to obtain a mass free from cavities, as compared with portland cement concrete of the same plasticity.

It appears necessary to take special precautions at low temperatures to avoid risk of failure.

(D 52)

NEW TENTATIVE STANDARD SPECIFICATION FOR CEMENT IN SWEDEN

FORSÉN, *Sweden*

Based on 3 years' experimental work combined with experience in other countries, new specifications for cement have been worked out in Sweden. Particulars are given of a number of essential tests together with informative tests.

(D 53)

TESTS ON COMPOSITION OF CONCRETE

CZETWERTYNSKI, *Poland*

The grain of gravel from pits along the river Dunajec depends to a considerable extent on the ratio of the components thereof, i. e., sandstone, granite, and limestone.

The facing of the dam at Roznow on the water side is being made of concrete assuring an absolute watertightness.

Considering that sandstone and limestone gravel has usually a flat shape, and that granite gravel has a spherical shape, and that the size of grain depends on the nature of the rock, it was possible, in carefully selecting the grain of the components, to obtain a mixture entirely waterproof, having a porosity of only 19.87 percent. This mixture corresponds to a porosity of 21.6 percent according to the Fuller curve.

The quantity of water added depends on the nature of the gravel and sand.

The author quotes instances of rapid self-sealing of the samples of concrete under water pressure up to 12 atm.

The experiments carried out with vibrated concrete have shown that, even with a small proportion of water, a watertight and plastic mass may be obtained.

(D 61)

SPECIAL CEMENTS FOR HYDRAULIC WORKS IN GENERAL AND FOR LARGE DAMS IN PARTICULAR

HOFFMAN AND SEMENZA, *Italy*

The writers point out the several kinds of special cements produced in Italy and employed in the hydraulic constructions: Pozzolana cement, metallic cement, ferro-concrete, ferro-pozzolana, and melted cements.

Italian production shows an evident tendency toward the types prepared through the addition of hydraulic ingredients: Pozzolana, metallic, and ferro-pozzolana cements.

By means of these cements, considerable mechanic resistances are attained, in connection with the following qualities, which are valuable in hydraulic constructions: High chemical resistance; reduced amount of lime discharged in the hydration owing to the reduced lime contents in the cement; presence of constituents capable of fixing the lime discharged; reduced heat of hydration and contraction.

They, therefore, while aiming at reducing to the minimum the volume variations due to the contraction and to the wasting of hydration heat, oppose, in this respect, high mechanical resistance.

(D 67)

SEPARATION OF WATER FROM A CEMENT PASTE*

GIERTZ-HEDSTRÖM, *Sweden*

Separation of a part of the water from a fresh concrete mix before hardening is discussed. A simple laboratory method for studying this property of separation is described. Among other factors, the quality of the cement has been found to have a considerable influence on the degree of water separation. It is pointed out that several important properties of the concrete have a connection with water separation. Mention is made in this respect of mechanical resistance, watertightness, durability, and workability. In regard to the last named particularly, it is recommended that further investigations of this kind be carried out.

(D 68)

SPECIAL CEMENTS FOR MASS CONCRETE*

SAVAGE, *United States*

This paper is a brief summary of a comprehensive treatise on the subject of special cements for mass concrete, which was prepared for the Second Congress on Large Dams and published by the United States Bureau of Reclamation.

One of the greatest mass concrete problems is the control of volume changes due to temperature variations during and subsequent to construction. Observations at Boulder Dam indicate that the placing temperature may have a more important bearing than the heat-generating characteristics of the cement on the temperature drop and consequent shrinkage of the concrete. Volume changes may be due also to climatic conditions, the character of the foundation, the methods and rate of construction, and the thermal, elastic, and plastic properties of the concrete.

The effect of the type of cement upon the durability of a mass concrete dam is much less than that of the other ingredients or the construction methods employed. The cement influences resistance of the concrete to weathering and aggressive waters and dissolution by percolation. Use of the proper type of cement may materially reduce the initial cost or improve the quality so as to minimize maintenance costs.

For smaller dimensions, such as might be found in thin arch dams, the average maximum temperature attained by the concrete might be reduced as much as 10° to 15° F. by the use of low-heat cement.

Low-heat portland cement was used in the construction of the Morris Dam in California and, in conjunction with artificial cooling, in the building of Boulder Dam. Both of these have developed unusually little cracking. Low-heat cement was used to advantage also in the slab-and-buttress type Rodriquez Dam in Mexico.

Normal portland cement used at Owyhee Dam showed extensive cracks due to weather and other conditions as well as the type of cement.

At Norris Dam, where a modified cement containing a lower percentage of tricalcium aluminate was used with no artificial cooling, surface cracks developed.

The use of sulphate-resistant portland cement in the massive concrete piers and anchorages of the San Francisco-Oakland Bay Bridge and the Golden Gate Bridge gives promise of much greater resistance to the corrosive effects of exposure to sea water than if normal portland cement had been used. "High-silica", a

*This report was received too late for consideration by the general reporter.

portland-pozzolana cement, was also used in parts of these structures. Time will determine which of these two cements has a greater resistance to sea water.

Bonneville Dam in Oregon is being built with portland-pozzolana cement in combination with a rather lean mix, low placing temperatures, and a modified rate of construction. It is still too early to warrant conclusions, but there has been very little cracking so far.

Recent laboratory investigations conducted in the United States have resulted in much new information concerning the chemical and physical properties of cements. The National Bureau of Standards tested 51 commercial cements, and at the University of California some 50 special cements were manufactured, burned, and ground in the laboratory to provide a wide range of variable compositions for the tests.

It was shown that tricalcium silicate and dicalcium silicate are the chief strength-giving compounds in portland cement. Finer grinding also improves the strength. High initial temperature of mass curing is detrimental to ultimate compressive strength.

Different types of cement exhibit marked differences in heat of hydration, in resistance to freezing, thawing and the aggressive action of sulphate waters, in workability, tensile strength, extensibility, permeability, and other properties.

The author discusses the mathematical analysis of temperature movements in mass concrete. The mathematical approach to the thermal history is an important step in evaluating the contribution of special cements to the thermal control of concrete. It is possible to determine mathematically the loss of heat at any point in a structure or the temperature distribution through the mass at any time.

SECOND CONGRESS**ON LARGE DAMS**

WASHINGTON, D. C., 1936

**DESIGN AND WATERPROOFING OF SHRINKAGE,
CONTRACTION, AND EXPANSION JOINTS**General Reporter: **RAYMOND E. LAPEAN***Hugh L. Cooper & Co., Inc.***GENERAL**

DEFINITION OF THE QUESTION

In calling for these reports the Central Office of the International Commission on Large Dams further defined the subjects by specifying:

“A distinction should be made between shrinkage joints, the action of which is limited to the construction period and to the earlier part of the operating period, and contraction and expansion joints which are intended to guard against movements caused by changes of temperature and of load, and the function of which extends over the entire life of the dam.

“Both types of joint may be found in the same dam, in which case the first named are cemented when the chief effect of shrinkage has taken place; or the same joints may even fulfill the double role above mentioned, in which case they generally remain open during the entire life of the structure.

“In these differing circumstances and according to the type and the characteristics of the dam (gravity, arched, curved, straight, etc.), it will be advisable to study these joints with respect to:

- “1. Their necessity, their usefulness, and the reasons therefor;
- “2. Theoretical study of their use including, in particular, spacing, specifications, and construction details;
- “3. Construction practices.”

The question derives its greatest import from the fact that it bears on the integrity and stability of great structures, the failure of

which would cause losses in material values far in excess of the cost of the structures themselves, to say nothing of the human values that might be destroyed by such failure.

The question is one that deserves much greater general consideration than can be accorded it in a few brief pages. It will not be possible, owing to the limited space, to review adequately all of the papers individually, and this general report will have for its purposes, first, the indication of guiding principles where there is reflected a majority of authors' opinions; and, second, to mention experiences related or opinions advanced by the authors which may develop topics for useful oral discussion at the sessions.

NECESSITY FOR USE OF CONTRACTION JOINTS AND THEIR PROPER SPACING

The consensus of opinions with respect to the necessity of contraction joints (as distinguished from shrinkage joints) is that such joints should be provided in straight masonry and all concrete gravity dams. There are individual exceptions, notably that of Mr. Jones (United States), but in the main the foregoing is the quite definitely established majority opinion.

With respect to arch dams, there is a wider difference of opinions, commencing with the author who asserts the necessity, down through the opinion of another who maintains the necessity on the upstream face only, to the author who states that they are not necessary at all. Here then is revealed a difference of opinion in the fundamentals of the question. The oral sessions should most certainly attempt to resolve these differences.

The opinions with respect to the spacing of contraction joints agree almost unanimously that in concrete gravity dams the contraction joints should be spaced not more than 15 meters apart, although some authors advocate spacing as low as 12 meters. The spacing, however, must take into consideration, in addition to the magnitude and type of dam, several important basic factors that must have intelligent comparative analysis before actual spacings can be determined. Among these factors are (a) quantity of masonry deposited at one time; (b) fineness and heat-producing history of cement used; (c) percentage of cement to total volume of masonry; (d) amount of time allowed for setting before masonry is covered by additional masonry; (e) quantity of water in mortar; and (f) profile of foundation.

Authors reporting on the subject advocate that contraction joints should, in principle, extend fully down to the foundations.

DESIGN AND CONSTRUCTION DETAILS

Several authors have presented reports on design and construction details of various types of construction joints, papers devoting particular attention to this phase of the subject being those of Messrs. Renaud and Thimel (France); Williamson (Great Britain); and Westerberg, Flodin, and Werner (Sweden).

The recommended width of transverse shrinkage gaps varies from a minimum of 2 feet to 8 feet, determined by size of structure. etc.

Some authors caution against transverse shrinkage gaps of too great width lest there result excessive shrinkage of the gap itself.

It is counseled also that suitable drainage facilities for disposing of percolation through the joints be provided at the time of construction.

Mr. Werner (Sweden), in his paper dealing with the design of contraction, shrinkage, and construction joints, has presented, along with typical designs of joints used in several important dams, an ingenious arrangement for steel reinforcement across shrinkage joints.

There is no unanimity of opinion with respect to the superiority of flat as opposed to indented joints. Those authors favoring the latter indicate a preference for trapezoidal over rectangular indentations, for the reason that the latter may jam at the sharp corners and cause shrinkage cracks. This subject seems to offer a field for discussion at the sessions.

WATERPROOFING AND SEALING

The waterproofing or sealing of the joints has been taken up in considerable detail, with most of those reporting favoring the use of metal-plate water seals (preferably copper), as opposed to the use of asphalt or bitumen. Stainless steel is recommended by some authors. Other materials reported, although not favored because of their rigidity and inelasticity, are cast iron and steel, with wood satisfactory where constantly submerged.

Mr. Flodin (Sweden) presents a tightening, contracting, and expanding device, consisting of a bent copper sheet, fixed on both sides of the joint to a flange of a steel beam cast into the concrete, by means of a superimposed steel plate held down by screwing with tight-screwing screwbolts, leakage being prevented by elastic stop nuts and "palmetto" yarn wound in at the bolt heads. This device, used in a flume at Malfors power station has proved entirely watertight to date.

M. Thimel (France) advocates the use of a reinforced concrete wedge bead interposed by a bituminous film or a bituminous hot-cast prism protected by a reinforced concrete-bead reheating circuit.

Messrs. R. Smrček and J. Kalla (Czechoslovakia) have presented a detailed report of extensive tests made in developing a watertight rubber seal in the expansion joints in a concrete lining for a power canal, which they report has given very satisfactory results to date.

MEASUREMENTS OF CONTRACTION

Methods of measurement of contraction have been considerably covered in the papers presented by the authors from Italy, Switzerland, and the United States, including description of the measuring devices and the location thereof.

Mr. Contessini (Italy) has presented a statistical report of measurements taken of longitudinal contractions and expansions measured in a massive concrete dam (Cignana Dam) over a 3-year period, giving data not only for the principal joints but the secondary and partial secondary as well. He presents an analysis based on the functioning of joints under two separate classifications, viz, progressive contraction occurring during the setting of the concrete, and contractions and expansions of an alternating periodical and contin-

uing character associated with the thermal changes of the external ambient temperature and with their penetration into the concrete mass.

M. Juillard (Switzerland) gives the results of measurements of deformations at the Spitalum Dam, and gives observations made on two other large dams, and develops the elementary statics of concrete based on the following conclusions:

(1) After the initial setting, the hydration of cement continues for months and years with an ever-decreasing intensity. As a consequence an enlargement of the absolute volume of the cement particles takes place. (2) Shrinkage is due to the evaporation of the water not chemically combined. It increases under pressure. (3) The elastic deformations of the concrete, either expansion in water or shrinkage when exposed to air, amount to only a fraction, about one-fifth, of the elastic deformations of neat cement. (4) The slow transformation of the cement, due to hydration, prevents the concrete from attaining high tensile strength. However, it permits the concrete to shrink without a considerable decrease of this tensile strength.

Mr. Jones (United States) has given the results of observations of joint shrinkage at Norris Dam, as recorded from some forty measuring meters installed in the structure, the locations of which are indicated by diagram.

The results recorded in these three papers, and opinions noted by other authors, show that the stresses caused by seasonal fluctuations in temperature are greatest at the surface and diminish rapidly interiorward, and advise consideration of this factor in the design and spacing of the contraction joints.

It is to be hoped that the discussion will bring out additional opinion with respect to the contraction, if any, due to varying pool levels, composition of the concrete, etc.

GROUTING METHODS

Methods of grouting of the contraction joints have been dealt with in some detail by Messrs. Coyne (France), Williamson (Great Britain), and Jones (United States). Drainage of seepage water has also been discussed with varying locations of drainage system indicated in the papers.

Some of the authors look with disfavor on the grouting of contraction joints, and it is hoped that a full discussion of the merits of this question will take place during the session.

Mr. Coyne (France), in describing the waterproofing of contraction joints at the Marèges arch dam, explains the use of an ingenious form of check valve found necessary in the grouting of horizontal holes, the method being illustrated both by drawings and photographs.

SOME INDIVIDUAL RECOMMENDATIONS AND CONCLUSIONS

Mr. Williamson (Great Britain) observes that horizontal construction joints frequently give rise to leakage and sometimes cause more trouble than vertical joints. Contributing factors to this condition may be (a) too rapid drying of concrete surface; (b) imperfect cleaning

of surface before deposition of new concrete, causing laitance; (c) relative movement in setting between a new layer and an old layer which has cooled, causing disturbance at or near the juncture of the layers; and (d) deposition of new concrete on a very dry surface, giving rise to abstraction of moisture from the new concrete at the joint. Precautionary measures suggested by the same author are, respectively, (a) soaking of the surface with water till the next layer is put on; (b) thorough removal of the skin and roughening and cleaning of the surface prior to placing the new layer; (c) avoidance of a large interval of time between successive layers; and (d) prolonged wetting prior to deposition.

He also describes the advantages of the method used in the construction of the Galloway Water-Power scheme in Scotland.

The paper presented by Mr. Sandeman (England) enumerates a list of dams in which cracks have developed, and of other dams somewhat correspondingly built which have remained intact without cracking. The author advances the theory that the following methods of building tend toward safeguarding the structure from cracking:

- (a) Moderate speed in building;
- (b) The use of as large a proportion of stone as is possible in comparison with concrete;
- (c) The use of cement with limited rise in temperature;
- (d) Aeration of cement before using; and
- (e) Limited use of water in the mix.

Inasmuch as Mr. Sandeman has referred to the Norris Dam, it would seem fitting that Mr. Jones, who has submitted a paper dealing with that structure, should comment on the opinion expressed by Mr. Sandeman with respect to the speed of building. Also, inasmuch as Mr. Sandeman has used the Aswan Dam as an example in developing his theory, it should be interesting to hear from the chairman of the meeting, Mr. Cooper (United States), who in 1929 served as a member of the International Technical Commission for the second heightening of the Aswan Dam, as to the extent of the contraction observed at Aswan, and provisions made therefor in the second heightening.

Mr. Williamson (Great Britain) presents a type of gravity dam with permanent gaps in which the gaps are sealed in a vertical strip at the upstream face only, to give favorable conditions for shrinkage and cooling, as well as economy. Observations on this particular type of gravity buttress dam should evoke comment at the session.

Mr. Link (Germany) renders the opinion that arched masonry gravity dams do not need shrinkage and temperature joints, whereas straight masonry and concrete gravity dams require main vertical joints. He recommends double sealing for tightening joints and presents examples and pictures of methods for doing this, including the use of bitumen.

He also makes an observation with respect to watertight concrete walls of high earth dams (concrete cores). He states that if the spacings between the main joints are normal (20 meters or less) a sufficient degree of watertightness can be obtained by an exterior and interior concrete prism.

Mr. Jones (United States), in describing the Norris Dam, report that it is the intention after a lapse of two or three years, when the

shrinkage joints have reached their maximum opening, to fill them with grout, to make the dam completely monolithic, and thus secure the advantage of additional stability through torsional resistance transferred from the abutments through the grouted joints, which have been provided with an elaborate keyed interlock. He reports the occurrence of transverse shrinkage cracks of a minor character during construction. It is expected that these cracks will be taken care of through the grouting of the joints. The joints in the dam are spaced uniformly 56 ft. apart, except for two spaces of 60 ft., one of 62.5 ft., and one of 34 ft.

The report of M. Thimel (France) contains a comprehensive description of joints and seals used in the Bromme, Guerlédan, and Sarrans Dams. His observations lead him to the conclusion that the system of radial slots and keys is preferable, and that gravity dams should be of the curved type. He likewise states that arch dams need be provided with shrinkage joints only, whereas gravity dams must be provided with contraction joints.

In his paper presenting various types of joints and their distribution, Mr. Westerberg (Sweden) advises the laying in of steel reinforcement to provide a bond between the monoliths. He reports that for the heights of dams usual in Sweden the ratio of 2:1 between the lengths of the monoliths and the height of dam is permissible. This applies to unreinforced dams, whereas for reinforced concrete dams the ratio can be increased with augmentation of the percentage of reinforcement. His description of joints includes one with a stainless steel water stop, utilizing the timber in the form as part of the lining of the joint.

M. Renaud (France) remarks that the pouring of concrete for each separate block should be made without any appreciable interruption. M. Renaud has figuratively depicted and extensively described numerous occurrences of cracks due to various causes. He advances an observation in favor of contraction joints in thin arch dams on the upstream side only.

Mr. Williamson (Great Britain) advances the opinion that the matter of construction joints has become of increasing importance owing to three factors which have developed in recent years, viz, (1) increase in early strength of portland cement with concurrent increase in rapidity of generation of heat in setting; (2) increase of speed of construction with increase of internal temperatures and retardation of cooling; and (3) increased dimensions of concrete masses in high dams producing a very slow rate of cooling and shrinkage.

The use of displacers (plumstones) is reported to have contributed to the absence of shrinkage cracks at Trollhättan (Westerberg, Sweden), and at Vyrnwy, Derwent, and Burrator (Sandeman, England). These dams, built from thirty to forty years ago, have shown no cracks to date.

The "Departamento de Riego", in charge of all irrigation work in Chile, presents a paper dealing with the Cogotí Dam, a rock-fill structure with an upstream lining of concrete slabs, with particular reference to the joint between this lining and the sides of the canyon. The lower part of this joint, where the slopes are moderate, is illustrated in the paper. Higher up, where the sides become almost vertical, a different type of joint was deemed necessary, and this

paper describes this joint and asks the opinion of engineers whose experience along this line will permit improvement of this project. It is to be hoped that comment will be forthcoming in this respect.

In selecting the foregoing comments, there is no intent to emphasize those matters on which there is a difference of opinion, but rather to indicate by such allusion opinions or experiences that may lead to useful discussion at the meeting. As a matter of fact, taken generally, the papers are as a whole in substantial agreement, and an active, thorough, oral discussion of the topics suggested should produce further mutual understanding and agreement, and assist in the determination of a set of guiding principles for the treatment of this question in future engineering practice.

It is not possible, of course, to enumerate all of the interesting observations and experiences which have been presented.

Attention is, therefore, earnestly referred to the individual reports themselves. The papers are replete with diagrams, photographs, and statistical data, meriting the careful consideration of all those interested in this important subject.

INDIVIDUAL SUMMARIES OF QUESTION IV

(D 2)

JOINTS IN GRAVITY DAMS

RENAUD, *France*

Gravity dams built of plastic concrete must be divided into blocks separated by joints: if there were not a planned system of joints, the monolithic dam would separate into blocks or slices by means of cracks; this is serious because of the unknown modifications thus brought about to the hypothesis on which the stability of the dam has been calculated.

A close examination, contrary to what would appear at first sight, shows that in general joints are sufficiently watertight. They should not be uniformly distributed; their positions should be chosen with regard to the shape of the dam (notably in regard to the irregularities in its faces), also in regard to the profile of the foundation base and to its local irregularities which cannot be avoided.

So as to take care of the setting shrinkage, two joints should be spaced not more than 45 feet apart. Such spacing should be reduced according to the thickness of the dam in order to take into account the probable symmetry of the setting shrinkage.

Some of the joints necessary to take care of the setting shrinkage may be permanently caulked when the main effect of shrinkage has taken place; these are temporary construction joints. On the other hand, the reaction to variations of external temperature, which affect even thick sections of a dam, necessitates permanent joints to take care of the contractions caused by cold; these are the true permanent contraction joints.

In principle, the joints should extend to the very foundation, and pouring of the concrete for each separate block should be made without any notable interruption.

Design of the joints with indentations does not seem to offer any benefit and presents some dangers, notably the one of starting longitudinal cracks. The flat joint seems desirable.

The watertightness system of the joints should be as simple as possible but it should be made complete by the careful treatment of the concrete facing.

The best general result seems to be obtained in the construction of gravity dams by separate blocks keyed together after the setting period, with keys having large enough dimensions to allow the thorough finishing of the faces of the sections acting as wedge, and yet sufficiently narrow so that their setting contractions will remain negligible.

In the case of *thin arch dams*, the joints have the same usefulness but they should have lesser spacings; the arch effect compensates partially for the contraction, but the stresses set up an active arch which causes the opening of cracks on the upstream side, and which therefore should be resolved into joints. The joints which will open (during setting) on the downstream side, on the contrary, may be advantageously grouted after complete setting. The location and the nature of the joints can be determined on reduced scale models.

(D 3)

DESIGN AND WATERPROOFING OF SHRINKAGE, CONTRACTION, AND EXPANSION JOINTS IN LARGE DAMS

LINK, *Germany*

Experience of many years has shown that arched masonry gravity dams do not need shrinkage and temperature joints; on the other hand, straight masonry and all concrete gravity dams have to be provided with vertical joints (main joints) extending through the concrete. Their original spacing at intervals of 25 to 30 m or more was too great. With spacings of 20 m no cracks were observed; but usually limits of 12 to 16 m are maintained. The lesser spacings are applicable near the abutments. The joint surfaces of the dam sections are smooth and are provided with rectangular or trapezoid indentations. The author gives preference to the latter, because rectangular salient parts may jam and sharp corners could easily be the cause of shrinkage cracks. The joint surfaces are sometimes painted or trowelled with thinned clay lute, or occasionally with bitumen.

Double sealing is recommended for tightening the joints; single sealing has not always been sufficient. The methods of construction for this are discussed and explained by examples and pictures; on the upstream side, tightening logs of concrete or reinforced concrete; in the inner part, prisms of concrete or the frequently used resilient copper sheets. The recesses were filled with bitumen in some instances while in others they remained open. The upstream part of the main joints is frequently filled with bitumen; asphaltic fabric or asphaltic felt is employed less often for this purpose. Tar ropes proved sufficient. Control pits for the supervision of the joints can be so shaped that they can (if necessary) be filled with concrete, thus sealing the joint again. In order to drain possible incoming water it is recommended that percolation pipes be provided at the time of construction. An outstanding medium for tightening the dam as well as the main joints is a watertight apron, preferably of masonry. The upstream and downstream masonry facings do not need any main joints.

Much simpler are the conditions with regard to the watertight concrete walls of high earth dams (concrete cores), because no change of temperature takes place. Therefore, if the spacing between the main joints is normal (20 m or less) a sufficient degree of watertightness can be obtained by an exterior and an interior concrete prism.

In the case of construction joints, which divide the large sections of the dam into small blocks, preferably the same spacings as apply to the main joints (about 12 to 16 m) should be maintained. Due to this fact, in recent years jointless layers of sections between the main joints have no longer been built, but the section has been divided perpendicularly into two or more blocks.

SHRINKAGE, CONTRACTION, AND EXPANSION JOINTS

THIMEL, *France*

Large dams must always be provided with joints to prevent cracks due to stresses resulting chiefly from changes of temperature. These stresses may be excessive only during the period of construction and in this case the dam need be provided with only shrinkage joints. This applies to arch dams. On the contrary, seasonal changes of temperature may produce excessive stresses and dams must be provided with contraction joints. This is true in the case of gravity dams.

Interesting remarks have been made on the following three dams.

1°, *Bromme Dam.*

Thin arch dam. Blocks separated by slots with keys. Space of joints: 18 meters. Neither watertightness nor draining systems are used. Slots were kept open from 2 to 5 months and subsequently filled with concrete and grouted with cement.

2°, *Guerledan Dam.*

Straight gravity dam. Erected by means of alternate blocks with straight flush joints, spaced about 30 meters. On the upstream face, the watertightness system included a reinforced concrete wedge-bead, bearing against the blocks with the interposition of a bituminous film. Downstream of the beads there are wells to drain water leaking through the joints.

3°, *Sarrans Dam.*

Curved gravity dam. Blocks separated by slots with keys. Spacing between joints 16.5 meters. On the upstream face, watertightness is obtained by a bituminous hot-cast prism, protected by a reinforced concrete bead. Inside the bitumen, a reheating circuit permits the stoppage of eventual leaks. Downstream of the bituminous prism, a draining well was provided during the filling of the slots with concrete.

The following conclusions result from observation of these three dams:

Arch Dams.—A spacing of about 15 meters should be left between the joints; a system of slots with keys is best to ensure the bonding of the blocks, and, moreover it avoids the filling of the reservoir before completion of the dam.

Gravity Dams.—They should be of the curved type. The joints should be spaced not much more than 15 meters apart, and they should reach to the foundation. The system of radial slots with keys is preferred, considering its advantages; for instance, the filling of the slots insures the grouting of all the cracks and shrinkage joints become unnecessary.

The conclusion of the present experience is that only a few elementary and now well-defined precautions are required when designing joints of a large dam. If these precautions are taken, the joints will never be one of the weak points of the dams.

DESIGN AND WATERPROOFING OF SHRINKAGE, CONTRACTION,
AND EXPANSION JOINTSJUILLARD, *Switzerland*

The formation of cracks which occurs during construction or after completion of some dams has led builders to reduce the distance between construction joints from 35 to 15 meters or even less.

The author develops the elementary statics of concrete resting upon the following conclusions:

(1) After the initial setting, the hydration of cement continues for months and years with an ever-decreasing intensity. As a consequence an enlargement of the absolute volume of the cement particles takes place. (2) Shrinkage is due to the evaporation of the water not chemically combined. It increases under pressure. (3) The elastic deformations of the concrete, either expansion in water or shrinkage when exposed to air, amount to only a fraction, about one-fifth, of the elastic deformations of neat cement. (4) The slow transformation of the cement, due to hydration, prevents the concrete from attaining high tensile strength. However, it permits the concrete to shrink without a considerable decrease of this tensile strength.

The deformations caused by the internal stresses of the concrete were measured on the Spitalamm Dam (Grimsel). Only the surface of the concrete undergoes real shrinkage. It amounts to 0.17 percent and is a result of the progressive cooling during the setting. Within the mass, shrinkage is reduced by the swelling of the concrete. The deformation due to the internal stresses within the concrete blocks amounts to about 0.01 percent. These deformations are not in general dangerous even for large blocks. On the other hand, it may happen that an irregular profile of a foundation or a poor arrangement of the concrete blocks may cause a concentration of stresses and result in cracks.

The fluctuations of the temperature of the air may cause dangerous stresses on the concrete surface. The value of these stresses depends on the distance between the construction joints. The periodical thermal variations measured on two large dams, with joints spaced 15 meters apart, were found to be ± 0.007 percent on the downstream face. Toward the interior of the wall they diminish rapidly.

This report contains two drawings on the deformations of the Spitalamm Dam. They demonstrate the perfect elasticity of the concrete when the phenomena due to the heat of setting and to shrinkage are eliminated.

(D 17)

SHRINKAGE, CONTRACTION, AND EXPANSION JOINTS IN NORRIS DAM

JONES, *United States*

In Norris Dam, a high, straight, concrete gravity structure, there are no contraction or expansion joints, and in the appended structures such as the spillway bridge, the parapet walls, the stilling pool, and the powerhouse substructure there are only a few.

In the dam itself, 27 shrinkage joints are provided, which, being normal to the axis of the dam, divide it into gravity section blocks of convenient length for construction.

Complete provision has been made for securing a long-term record of temperatures and strains within the blocks and shrinkages at the joints. After a lapse of 2 or 3 years, when the joints have reached their maximum opening, it is intended to fill them with grout to make the dam completely monolithic and secure the advantage of additional stability through torsional resistance transferred from the abutments through the grouted joints, which have been provided with an elaborate keyed interlock.

Cement and aggregate for the concrete in the dam were carefully chosen and proportioned in an effort to minimize shrinkage. Unusual density and strength were secured. The average maximum temperature rise within the blocks was 35° F. No artificial cooling was provided. Transverse shrinkage cracks are few and narrow. About half of the blocks show one crack and the longest block, 62.5', shows two.

CONTRACTION JOINTS

SANDEMAN, *Great Britain*

Instances are given of extensive cracking of masonry dams built 20 to 30 years ago, and in contradistinction, particulars of three English dams of somewhat similar age, which have not developed cracks, although two of them are over 1,100 feet long. They were built with squared stone facing and, in the interior, with large displacers bedded in concrete. A concrete of jellylike consistency, using as little water as possible to produce that state after ramming, was used in these three dams.

It is pointed out that the advisability of using contraction joints is greater when dams are built wholly of concrete. Reference is made to the greater degree of fineness of cement latterly in use and the higher temperature which accompanies it when setting, and the question is raised, since greater strength is not required, whether it would not be better to revert to the coarser type of cement in use 20 years ago.

It is also suggested that it may be possible to build dams free from cracks, and suggestions are given as to the methods to be employed.

- (a) Moderate speed in building.
- (b) Use of a large percentage of displacers.
- (c) Use of cement with limited rise in temperature.
- (d) Aeration of cement.

It is suggested that the length of dam sections will vary in accordance with the experience of the engineers designing them, but that 25 to 30 feet may be taken as the minimum length in practice. Where displacers form a large percentage of the bulk, longer sections may be used.

Reference is made to the type of joint used in the Kensico Dam (United States) where vertical copper plates were used to make the joints watertight, and also to the type used in a dam in northern Ireland, where a large projecting panel fits into a corresponding depression in the adjoining section, which is regarded as one of the simplest and most effective forms.

WATERPROOFING OF EXPANSION JOINTS WITH RUBBER IN CONCRETE
LINING OF SUPPLY CANAL OF POWER PLANT AT LADCE
ON THE RIVER VÁH

SMRČEK AND KALLA, *Czechoslovakia*

For developing the water power of the River Váh at Puchov, a supply canal 6 km long was built, with a bottom 18.3 m wide, slopes 1:1.75, depth of water 6-7 m. The canal is partly formed by dikes of gravel of a maximum height of 10 m. The bottom and slopes are lined with a waterproof layer of concrete 15 cm thick. According to tests carried out in a canal section, the expansion joints in the canal slopes are spaced on the average 8 m apart (maximum 12 m, minimum 4 m). They are trapezoidal in cross section and are made by a cut in the fresh concrete. For waterproofing, a rubber cord was inserted mechanically into the joint to a depth of 8 cm. The cord is of trapezoidal cross section, the sides 18.5 and 20.5 mm, the height 19 mm. The space above the cord is filled to protect the rubber from any damage, with cement mortar 1:6 reinforced with an iron bar. In order to permit expansion, a layer of paper was put on one face of the joint.

The rubber cord contains 90 percent of Para rubber and 10 percent of additional material to increase the plasticity and as a protection against aging. For this rubber, the modulus of elasticity is 40 kg/cm², the limit of proportionality 25 kg/cm², and the limit of compression 1,765 kg/cm².

The rubber cord was inserted with a preliminary tension so as to exert a minimum pressure of 1 kg/cm² on the face of the joint, corresponding to the maximum head in the canal.

To ascertain the aging, the rubber employed was artificially aged in bombs with oxygen at a pressure of 21 atmospheres, and at a temperature of +70° C. The tests with rubber thus aged to 6, 12, and 18 years proved that rubber does not lose its elasticity, only that its compressibility decreases.

The time of guarantee by the contractor was fixed at 5 years, at the end of which period the rubber cord was to have the following properties: Specific weight, under 1 g/cm³; tensile strength, 83–100 kg/cm²; and elongation, 600–799 percent.

The supply canal now in use has no measurable leakage, and up to the present the results are very satisfactory.

(D 32)

KEYING SCHEME FOR ARCH DAMS

COYNE, *France*

This paper describes how the waterproofing of contraction joints of the Marèges arch dam, located on the Dordogne, was accomplished. The dam was divided into 18 blocks, each approximately 12 meters in length, separated by contraction joints 1 meter wide. Later on, these joints were filled with concrete. In order to insure their watertightness, they were provided, toward the upstream side with copper sheeting of two shapes, and the grouting scheme described below has been followed.

This scheme consists of two networks of holes, vertical and horizontal. The vertical holes (a total length of 4,600 meters) were placed on 4-meter centers and were made perpendicular to the joints by means of rubber hose, 50 millimeters in diameter, which was kept rigid during the pouring of the concrete of the joint, and pulled out after the hardening of the concrete. The length of the holes was limited so that they should not extend nearer than 1 meter to one of the faces, but they were extended horizontally by means of metallic tubes opening on the downstream face.

The grouting of the vertical holes, before the filling up of the reservoir, took 52 tons of cement.

The horizontal holes were made by means of 1¼-inch metallic tubes spaced every 4 meters (a total length of 3,800 meters) opening on the downstream face of the dam. The grouting in these horizontal holes had to be made after the grouting in the vertical holes; it was of importance to prevent the cement of the first injection from leaking into the horizontal holes, which should remain available for later operations. Such a result was obtained by means of a form of check valves surrounded by a small amount of fine sand. These valves present as an added advantage the possibility of making later additional injections, provided caution has been exercised to flush the tubes after the last previous grouting. This washing was facilitated by placing the tubes with a slight pitch (5 to 10 percent) toward the downstream.

The grouting of some of the horizontal holes was made 9 months after the filling up of the reservoir, at a time when the leakage of the dam had reached about 3 liters per minute.

The valves worked perfectly in spite of the preceding injections, and one may expect that the leakage of the dam will be lowered to 1 liter per minute, which is a very low figure.

DESIGN AND WATERPROOFING OF SHRINKAGE, CONTRACTION, AND EXPANSION JOINTS IN CONCRETE DAMS

WILLIAMSON, *Great Britain*

Factors which have contributed in recent years to give increased importance to the question of suitable joints in concrete dams include the following:

- (a) Increase in the early strength of portland cement with concurrent increase in rapidity of generation of heat in setting.
- (b) Increased speed of construction with increase of internal temperature and retardation of cooling.
- (c) Increased dimensions of concrete masses in high dams producing a very slow rate of cooling and shrinkage.

Ordinary portland cements now on the market in Britain when tested in 3 to 1 mortar briquettes give higher strengths at 3 and 7 days than did special rapid-hardening cement in 1927. The increased early strength is, unfortunately, from the point of view of dam construction, accompanied by greater and more rapid generation of heat and greater ultimate shrinkage. The time allowed for construction does not always fall within the control of the engineer, but where possible generous allowance should be made. The complete cooling of large masses of concrete may require a period of several years.

Assuming that provision has been made for shrinkage due to cooling, subsidiary movements may arise from residual shrinkage, periodical variations of temperature, yielding of concrete under stress, earth tremors, and yielding of the ground. These subsidiary movements may be provided for by a system of contraction and expansion joints.

Gravity Dams.

Hitherto the most usual provision adopted has consisted in building the dam in sections of 50 feet to 150 feet separated by transverse joints, the alternate sections being built up in advance, with vertically grooved faces to form a key. The shrinkage in setting and the subsequent movements of contraction and expansion are intended to be taken up at these joints and the amount of opening may be considerable. Closure near the upstream face has usually been effected by a metal water seal consisting of a strip of sheet copper set across the joint and anchored into the concrete on each side, and examples of suitable flexible forms of seal are given. Sealing can also be effected in purposeful fashion by forming a large dovetailed groove across the joint at the upstream face, coating the faces of the groove with bitumen and filling the groove with concrete or reinforced concrete after the shrinkage of setting has taken place. The bitumen coatings allow for subsequent slight movement.

Shrinkage Gaps.

The general method which now finds most favor is to use transverse shrinkage gaps in place of single joints and to employ a closer spacing of 40 to 50 feet. The gaps are narrow, about 2 feet to 5 feet wide (0.6 to 1.5 m). The sections between gaps may be built up simultaneously; they are exposed on all faces to the atmosphere so that cooling is more rapid, and the gaps constitute the provision made for taking up shrinkage in the sections. The gaps are filled with concrete in the concluding stages of construction. Sealed expansion joints may be incorporated in the form of upstream vertical grooves on each side coated with bitumen, sheet-metal water seals, upstream dovetailed grooves with bitumen sealing, or a combination of these.

By sealing the expansion gaps on a vertical strip at the upstream face only, a gravity buttress type of dam is obtained which gives favorable conditions for

shrinkage and cooling and promotes economy. The method is studied with details of joints for a dam 300 feet high.

Horizontal Arch Dams.

The method of providing radial shrinkage gaps at frequent intervals, closing them with concrete and sealing with cement grout under pressure, as adopted for several dams in the Galloway Water-Power Scheme, is described. The aim is to ensure sufficient cooling before gaps are filled and to avoid having joints liable to open. Bitumen joints are also avoided.

Views are given showing details of joints in gravity and horizontal arch dams of the Galloway Water-Power Scheme in the southwest of Scotland.

(D 55)

DESIGN OF SHRINKAGE AND CONTRACTION JOINTS

WESTERBERG, FLODIN, AND WERNER, *Sweden*

Mr. Westerberg deals with the knowledge and experience gained in Sweden regarding joints. Construction joints usually serve the purpose of shrinkage joints. Reinforcement is usually provided in these joints, whether the concrete mass is reinforced or not, the joint reinforcement being additional in the case of reinforced concrete.

When putting in the joints, the distribution of the construction joints is the determining factor. Experience shows that the ratio of the length of the monolith to its height should be from 2:1 to 2.5:1. This applies to unreinforced concrete. With reinforced concrete and with masonry the ratio may be made larger.

The power-station canal at Trollhättan is given as an example. This canal, constructed in 1905 to 1907, has no expansion and contraction joints in those parts of the masonry walls not exceeding 7 m in height. No cracks due to shrinkage or variations in temperature have been observed. Where the walls are higher, rising to 13 m, contraction and expansion joints are provided at 10- to 12-meter intervals. No cracks have occurred.

In a dam at present under construction with masonry representing 55 percent of the volume, expansion and contraction joints are being provided in the upper part of the wall to a depth of 3.5 meters from the crest. The distance between the joints is equivalent to twice the height of the dam.

Regarding design of contraction and expansion joints it has been found that asphalt sheeting is not satisfactory, as the asphalt is easily pressed out from the joint. Stiff constructions have been employed but they are not so suitable because of poor tightness. A joint of timber may be used under water. Joints with hard-rolled copper sheeting or stainless-steel plate are considered best suited to the purpose.

Mr. Flodin explains that the intake channel at Malfors power station is prolonged by a 120-m flume made of concrete which rests on concrete pillars 10 meters apart. Contraction and expansion joints are provided at 30-meter intervals. A curved copper sheeting 1 mm thick is bolted to the flanges of iron beams embedded in the concrete. To prevent leakage and avoid electrolytic action, lead sheets have been placed at each side of the copper sheeting. The foundation consists of fine sand. To prevent differences in vertical movements of the flume sections, which might lead to rupture of the copper sheeting, the pillars adjacent to a contraction and expansion joint have been set up on a common foundation slab.

Mr. Werner deals with the question of providing contraction and expansion joints, shrinkage joints, and construction joints on dams and other hydraulic

structures made of concrete or reinforced concrete and founded on rock. A short description is given of the practice followed by the Vattenbyggnadsbyrå (VBB). The paper is illustrated by typical cases and joints such as have been executed for a number of important works, including Chenderoh Ambursen Dam on Malacca Peninsula (completed 1930) and the Krångede Dam in Sweden (completed 1936), the latter of which was described for the Stockholm Congress on Large Dams. The joints employed have proved to be watertight and suitable for the depths of water for which they have been used up to now (about 25 m maximum).

(D 62)

LONGITUDINAL CONTRACTIONS AND EXPANSIONS MEASURED IN A LARGE CONCRETE DAM

CONTESSINI, *Italy*

The author, who supervised the construction of the Cignana Dam, after having shown the characteristics of the dam and the arrangement of the joints, points out the results of systematic measurements made on the joints in order to know the variations of the gapping and obtain the longitudinal contractions and expansions of the dam.

Such measurements have made possible the determination of the extent of both the progressive contraction due to the shrinking and cooling of the mass, and the periodical contractions and expansions caused by external agents.

The author moreover connects the gapping of the joints with the internal temperature, thus obtaining the possible coefficients of lineal thermic expansion of the concrete forming the dam.

(D 65)

JOINT OF CONCRETE FACING TO CANYON WALLS IN COGOTÍ DAM

DEPARTMENT OF IRRIGATION, *Chile*

In designing the Cogotí Dam, a rock-fill structure with an upstream lining of concrete slabs, much attention has been given to the joint between this lining and the sides of the canyon.

The lower part of this joint, where the slopes are moderate, is illustrated in the paper.

Higher up, where the sides become almost vertical, a different type of joint was deemed necessary and this paper deals chiefly with the latter.

The "Departamento de Riego", in charge of all irrigation work in Chile, submits this paper to the Congress in order to learn the opinion of engineers whose experience along this line will permit improvement of this project.

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

**STUDY OF FACING OF MASONRY AND
CONCRETE DAMS**

General Reporter: T. H. STANLEY

*Division of Rivers and Harbors, Corps of Engineers, U. S. War Department***GENERAL**

The reports that have been submitted on the subject of facings for masonry and concrete dams contain most interesting information on the different methods that have been developed for reducing or preventing percolation through the upstream faces, and where climatic conditions are severe for protecting the faces against damage by extreme temperature variations and abrasion from floating ice and debris. For obtaining an impervious face various means or combinations of means are employed, such as using a high cement ratio for the concrete placed in the face of the dam, sealing with asphaltic or similar compounds, applying thin coatings of cement mortar either by hand or with a cement gun, or by the use of metallic coverings or diaphragms. For protection against climatic conditions, particularly freezing, it is considered essential to obtain a facing as nearly impervious as possible thus reducing the effect of alternate freezing and thawing, and, second, to utilize materials in the outer faces that are frost resistant, such as high-quality concrete and facings of natural or artificial stone blocks.

Considering first the practices employed for reducing or eliminating percolation it appears that in Europe greater attention has been given to this factor than in the United States. The use of asphaltic or similar compounds is quite general. These may be applied in one or more coats either hot or cold and may be reinforced by jute or burlap. Such coatings are comparatively inexpensive and easily applied, but being subject to damage by abrasion they should be protected if their continued effectiveness is to be assured. Mr. J.

Bolomey, of Switzerland, points out the necessity of careful selection of the asphaltic or bituminous compound to be used and the necessity of protection against abrasion if the effectiveness of the coating is to be assured. Mr. P. D. Glebov, of Russia, in a paper entirely devoted to bituminous materials, reaches the conclusion that bituminous mats may be recommended as one of the best insulating materials to be used for the protection of high concrete dams against the deleterious action of water, and states that they may also be used in the construction of impervious diaphragms for high earth and rock-fill dams. Coatings of mortar also have been used quite extensively in Europe to prevent seepage. These may be applied either by hand or by means of a cement gun and may be plain or reinforced with a metal screen securely anchored to the body of the dam. In general, such facings have been found effective, although there have been some serious failures, notably on masonry dams. Mr. J. Bolomey does not favor mortar coatings applied by hand, due to their structural weakness and poor adherence qualities, but if applied by a cement gun, preferably reinforced and anchored to the body of the dam, he finds them to be very effective both for concrete and for masonry dams. Mr. A. Haegelen, of France, states that such coatings, either plain or reinforced, while found effective for dams at low altitudes, do not withstand the severe climatic conditions found in the mountains and that cracks and general failures may be expected as a result of expansion and contraction as well as by frost action. The use of high-quality concrete in the upstream face of dams to reduce permeability is receiving more and more attention from engineers. With careful attention to the materials used and to the placing and the working of the concrete, preferably with vibrators, a dense and reasonably impervious facing may be obtained. Mr. J. Bolomey stresses the importance of obtaining a dense waterproof concrete along the upstream faces of dams and the necessity of careful control over materials and placement of concrete to insure a frostproof surface. He also describes in his report extensive experiments that have been made in Switzerland to determine the causes of damage to concrete by freezing and the necessary measures for its prevention. Mr. A. Haegelen states that present French practice is to use concrete of a high cement ratio in the upstream faces of dams and that where climatic conditions are severe it is sometimes placed in the downstream facings. Dr. Heinrich Weigl, of Austria, is also of the opinion that upstream faces should be protected by a facing of frostproof concrete. Dr. K. Lossmann and Mr. J. Petzny, of Czechoslovakia, in their report, describe the method used in the construction of the Vranov Dam where a front facing of impermeable concrete was placed separately from the body of the dam and allowed to cool before the intervening space of two meters was filled. They report that no damage from freezing has occurred. Several plans have been developed for obtaining a positive seal by the use of metal coverings or diaphragms, but so far they have had little popularity due largely to their high cost. Mr. Iwan Iwanow, of Bulgaria, is of the opinion that the surest and safest way to make a gravity dam waterproof is through the use of a metal coating consisting of overlapping sheets of thin bronze or metal not acted upon by water, applied by the use of bituminous cement.

Protecting the exposed surface of dams against climatic effects is a matter of major importance when structures are located at high altitudes where damage by freezing must be guarded against. As a result of damage to concrete by freezing, engineers have become more and more of the opinion that concrete, even of a high cement ratio, cannot resist for long the frequent alternations of freezing and thawing if it is exposed in a wet state without protection. Of primary importance in any measures taken is the necessity of preventing seepage through those materials in the face of the dam that cannot withstand frost effects. One method which seems to meet favor in Europe is through the application of a natural stone facing of suitable thickness with joints carefully pointed to prevent percolation. Mr. Bolomey states that in Switzerland the present tendency is to protect both faces of gravity concrete dams with a thick facing of natural stone masonry despite the additional cost and the delay and inconvenience caused. Mr. Haegelen states that for dams at high altitudes the only solution that has been found to give full satisfaction is to protect the coating or medium used to prevent seepage by a masonry coating and that for downstream faces either a masonry facing should be applied or the concrete near the face should be made with a high cement ratio. Professor D. Ludin, of Germany, favors the use of a facing either of masonry or of rammed concrete. Mr. G. S. Lalin notes that stone facings have been customary in Sweden for many years, but that opinion among engineers is divided as to its effectiveness. He states that great pains must be taken in placement of the masonry and points out that care in the execution of the concrete behind is the most important condition for insuring good results. Artificial stone facings made of high-quality frostproof concrete are considered by some to offer advantages in that the blocks can be made uniform and of any desired size, do not require specialized labor for their preparation, and can be placed more expeditiously than rubble masonry.

Many variations or combinations of individual means for obtaining imperviousness or for protecting against climatic conditions are possible. Mr. A. Haegelen states that the present-day tendency of French technique with respect to methods for obtaining impermeability of concrete dams, the type most generally built in France, is to use vibrated concrete of a high cement ratio for a depth of several feet along the face of the dam, supplemented by impermeable coatings of cement mortar applied with a cement gun on the upstream face, by the application of bituminous or similar coatings, or by a combination of both. For dams at high altitudes, French engineers favor protecting the upstream face of the dam and the coatings used to prevent seepage by a masonry facing. The downstream faces of dams in general are not considered to require special measures for protection, although where climatic conditions are severe a masonry facing may be applied or the outside concrete may be made with a high percentage of cement. Professor D. Ludin states that in Germany masonry dams, the type that has been most favored in the past, are generally protected on the upstream face by a thin waterproof mortar coating over which two or three coats of bituminous paint are applied, which in turn is protected by a coating of masonry or rammed concrete. These measures are supplemented by a net-

work of drainage pipes placed one or two meters from the face of the dam. He stated that while masonry dams have been used in Germany to a large extent in the past, concrete as the medium of construction will be much more in favor in the future. In the United States the extensive and meticulous measures used in Europe for protecting the faces of dams are not always employed. Here careful control is exercised over the selection and preparation of materials, and over their placement. In important structures the practice generally is to require that the concrete adjacent to exposed faces of dams be of a richer mix than that used in the main body and that it be placed simultaneously with the concrete in the body of the dam to insure an integral mass.

The reports that have been submitted, in addition to outlining methods for protecting faces of dams generally favored and describing the methods used at many existing dams, contain descriptions of investigations of temperature control of concrete and causes of frost damage in concrete. Mr. G. A. Nielaender, of Russia, presents an interesting paper on various tests and laboratory investigations of stresses and temperature strains in concrete. Mr. J. Bolomey, in Part V of his report, describes investigations made of the causes of damage to concrete by freezing and the conclusions reached as to the requirements which must be observed to obtain a frostproof concrete. Mr. W. J. E. Binnie, of Great Britain, gives a description of the plan of construction for the Jubilee Reservoir in China where provisions had to be made for protecting the structure against damage by earthquakes.

POINTS FOR DISCUSSION

1. To what extent and under what general conditions may the methods now utilized for waterproofing concrete and masonry dams be considered satisfactory, and what channels of investigation and research should be followed with a view to the better solution of this problem?
2. Effect of climate and need for protective measures.

INDIVIDUAL SUMMARIES

OF

QUESTION V

(D 5)

RESISTANCE TO CRACKING OF SURFACE LAYER OF CONCRETE GRAVITY DAMS

NIELAENDER, U. S. S. R.

The methods of making the laboratory experiments in connection with the study of the resistance to the cracking of surface layers of green concrete (2 to 40 days old), and the results of the tests are described in chapter 1. By means of a rapid shifting of a test specimen from a warm bath (40° C.) to a cold bath (0° C.), artificial internal stresses were set up. The moment of the sudden formation of a crack was determined from the reading of a teletensometer imbedded in the core of a specimen. Tests have shown that the resistance to cracking of the surface layer depends, not on the strength of the concrete, but on its plasticity. Specimens, 1 to 2 days old, withstood without cracking stresses three times as great as specimens of the same concrete 6 to 7 days old.

In chapter 2 is given an analysis of the factors affecting the development of stresses in the surface layers of gravity dams. Schemes for the approximate calculation of the distribution of temperature (according to Schmidt's method) and of stresses due to temperature are discussed. Their proper application to problems encountered during the setting period (during the exothermy of concrete) and under the operating conditions prevailing thereafter is demonstrated by comparison of the results of the theoretical calculation with those of observations made on the Dneiprostoi Dam. To investigate the effect of the alternate wetting and drying of the downstream face upon the development of internal stresses, special tests are now being conducted on the Dneiprostoi Dam. The results so far obtained show the preponderant importance of the temperature factors on the formation of stresses in the surface layer.

While making the design of the structure as well as when choosing the method of construction it is recommended that the temperature regimen of the dam be calculated for the exothermy period as well as for the period of normal condition of exploitation after the cooling of the core in order to prevent the formation of cracks.

(D 6)

STUDY OF THE FACING OF MASONRY AND CONCRETE DAMS

BOLOMEY, *Switzerland*

The faces of dams should be protected by special facings.

An asphalt or bituminous coating if exposed to shock lasts but a short time. It should be able to withstand variations of temperature and the chemical action of water.

Cement mortar coatings laid by hand often break off in large flakes and therefore are not to be recommended. Reinforced mortar-cement coatings applied by cement gun are much more satisfactory, but are no protection against a concrete face previously damaged by frost.

A watertight apron consisting of rustless steel plates welded together and protected by a thick facing of frost-resisting concrete or masonry is difficult to put in place and very costly. A bituminous coating 5 to 20 mm thick (such as a jute fabric impregnated with asphalt) is much more preferable, when it is applied directly on the concrete face and then protected by a cement-mortar concrete applied by cement gun over a steel reinforcement solidly clamped to the body of the dam.

A facing of waterproof concrete of high cement content should be frost resisting and able to withstand the aggressive chemical action of water. Laboratory tests conducted at Lausanne (Switzerland) make it possible to give satisfactory directions for the making of such concrete, which should be protected, however, by a cement coating applied by cement gun over a reinforcement, such as an expanded metal lath.

The upstream face may also be protected by a relatively thin layer of artificial stone blocks laid over a sufficiently thick layer of special frost-resisting concrete. A facing of natural stone masonry is not advantageous on the upstream face, but on the contrary such a facing is advisable on the downstream face, which does not need to be waterproof and which may be built of small-size stones.

The watertightness of a masonry dam should be provided by means of the painstaking refilling of the joints of the rubbles or by means of a reinforced cement-mortar coating applied by cement gun.

STUDY OF THE FACING OF MASONRY AND CONCRETE DAMS

HAEGELEN, *France*

In the first part of this paper, the author discusses observations made on the masonry and concrete dams existing in France.

A great many of these structures, however, are so recently completed that it is not possible to consider as final the conclusions based on the observations made so far.

Referring to the Grande Rhue Dam, situated at a medium altitude and placed in operation in 1926, it has been noticed that the layer of cement, without steel reinforcement, applied on the upstream face by cement gun, is showing signs of damage by the action of frost.

In the Pyrenees it has been noticed on several dams built above 1,500 meters (about 5,000 feet) of altitude, that cement mortar coatings, even if reinforced with steel or protected by bituminous paint, withstand climatic actions but poorly.

The means of protection used for the Oule and Artouste Dams, consisting of an ashlar facing protecting the waterproofing system, seem, on the other hand, to give full satisfaction.

In the second part the author describes the facings used for some dams, of which construction has just been completed, and among which are the large dams of Sarrans, of the Chambon, of Marèges, of the Bissorte, and of the Sautes.

In his conclusions the author of the paper endeavors to point out the present trends of the French technology in reference to:

(a) *Upstream faces*.—Methodical study of the composition and watertightness of different concretes, vibration of the poured concrete, increase of the cement ratio of the concrete in the upstream part of the dams, use of bituminous coatings applied by cement gun or use of steel reinforcement in the coatings, either separately or together.

For dams located at high altitudes, use of facings made of masonry able to withstand frost and variations of temperature.

(b) *Downstream facing*.—For dams subjected to rigorous climatic conditions, increase of the cement ratio of the concrete in the vicinity of the downstream face, or even an ashlar work facing.

STUDY OF THE FACING OF MASONRY AND CONCRETE DAMS

BINNIE, *Great Britain*

The Shing Mun Dam, which is 275 feet (83.8 meters) high above river bed, is situated on the coast of China.

It is believed to be of novel construction in certain respects, partly suggested by the paper on the repairs to the Ringedals Dam which was contributed to the Scandinavian meeting by Mr. Chr. F. Gröner.

The dam is a composite structure, consisting of five separate parts, all of which are so formed as to be capable of relative movement without disturbing the stability of the structure, and are as follows:

(A) The "cut-off wall" or impermeable concrete "septum" to prevent percolation under the dam, being carried down to solid unjointed granite.

This wall is carried up to a height of 93 feet (28.3 meters) above river bed level, the width of the Shing Mun gorge at that level being 120 feet (36.6 meters) and

40 feet (12.2 meters) at stream bed-level. This wall is separated from the remainder of the dam by a vertical joint, and is not provided with any other joints.

(B) The "diaphragm", which is an articulated structure built in separate panels 25 feet (7.6 meters) in width, rests on the cut-off wall, being separated therefrom so as to permit of slight rotation round a horizontal axis, and is supported by buttresses 12 feet 6 inches (3.8 meters), center to center, which protrude from the thrust block (C) so as to leave void spaces for inspection purposes, the panels being free to move relatively to the face of the buttresses against which they rest. Details are given of the joints which have been provided.

(C) The "thrust block" is the name given to the concrete structure which supports the "diaphragm", being provided with stairways and access galleries which give access to the base of the diaphragm panels, and water pressure on the face of the diaphragm is transmitted through the thrust block to the remaining portion of the dam.

(D) Behind the "thrust block" is placed the "rock fill", the upstream face of which is built of rubble in portland cement mortar.

(E) A triangular space is formed between the thrust block and the rock fill which is filled with dry rounded sand of large grain for the purpose of keeping intimate contact between the thrust block and the rock fill, should relative movement take place.

(F) The paper deals with the reasons which prompted this particular design, viz: (a) Freedom from shrinkage or temperature cracks; (b) economy in construction.

(D 19)

THE WATERTIGHTNESS OF THE BODY AND OF THE FACING OF CONCRETE DAMS

WEIGL, *Austria*

Of the three large dams which were erected by the Austrian Federal Railroads at the time of the electrification of the western system, the most recent is that of the Stubach Power Plant at Tauernmoosbaden. Even at the first trial, minor water leakage appeared. This brought about a search for the causes of the permeability of concrete dams and their masonry facings, not only in this special case but also in general.

After a description of the observations made, the possible passage of water through the body of the dam is discussed. The consideration which is given to the construction of the individual parts of the dam and to the composition of the concrete is based on observations on the structure itself from the time of erection to the present, as well as on the systematic experiments on specimens and on the dam itself.

As a result of this research, it was determined that the building process of the masonry facing on the upstream side delayed the concrete pouring work and made it necessary to superimpose numerous thin concrete layers, separated by construction joints. This implied a difficulty in itself. The sources of faults so occurring are hard to eliminate and actually constitute a cause of the leakage. However it has been proven that under the prevailing circumstances the measures as applied are entirely sufficient to obtain a practically watertight dam of unlimited duration. It was found on the construction itself, that masonry facings, constructed with the best materials and with special care, cannot be made waterproof, as the setting process of the mortar in the facing masonry is, in itself, a source of faults, the influence of which might be limited but cannot be entirely eliminated.

Therefore, it is recommended for future similar projects that the number of construction joints be kept as small as possible by building concrete layers of great thickness, each in a single operation; the facing on the upstream side should preferably be an apron of concrete, of carefully chosen composition, frostproof, and without joints, or of concrete blocks of large and suitable dimensions. When using a masonry facing for the upstream side it should be noted that it could be erected before or after the concrete pouring of the body of the dam, but in such a way that the construction process could be carried out without hindrance.

(D 29)

USE OF BITUMINOUS MATERIALS IN CONSTRUCTION OF HIGH DAMS

GLEBOV, U. S. S. R.

1. Bituminous coatings as materials which are highly watertight and resistive to deleterious influences of water, can be successfully used for the protection of concrete in massive structures not subjected to deformations.

In cases where uneven settlements, formation of cracks, etc., are expected, the thin insulating coating of bitumen is likely to be damaged. In such cases, therefore, the use of bituminous coatings cannot be recommended. Bituminous coatings applied to exposed surfaces must be protected against the impact of floating bodies and against the settling of fine silt.

2. Bituminous mats are highly watertight, flexible, and strong. They resist well the action of the water; they can undergo without damage temperature changes when prepared of properly selected ingredients, and they are also convenient to use.

Bituminous mats, therefore may be recommended as one of the best insulating materials to be used for the protection of high concrete dams against the deleterious action of the water. They can also be used in the construction of impervious diaphragms for high earth and rock-fill dams.

Bituminous mats must always be protected from impacts and especially from the settling of fine silt which, upon drying, forms a crust.

3. Asphaltic mixtures used for construction purposes (asphaltic concrete, sheet asphalt) are highly watertight, sufficiently strong, flexible and they adhere well to hydraulic concrete. They may be used not only for purposes of pure insulation, but also as basic materials in the construction of flexible parts of dams built on soft foundations.

The construction of the dam and powerhouse of the Svir hydroelectric development may serve as an instance of such use.

4. Asphaltic cement represents, when heated, a viscous, dense flowing mass, which may be recommended as a filler for the construction of impervious diaphragms in high earth and rock-fill dams; the space to be filled of course must be enclosed by some kind of walls.

5. On the basis of laboratory tests on the bituminization of mixtures of stones of various sizes and of brick masonry, the character of the filling of large interstices and of fine cracks has been established, and certain coefficients obtained, which may be used in the design of plants for pumping hot melted bitumen through pipes.

STUDY OF THE FACING OF MASONRY AND CONCRETE DAMS

LOSSMANN AND PETZNY, *Czechoslovakia*

The 55-m high Vranov Dam on the River Dyje is a concrete dam of the gravity type. In the cross-section the inner part of the dam is built of concrete with a cement content of 264.9, 221, and 200 kg/m³, and the facing of concrete with a cement content of 331.5 kg, so as to protect the dam against the influences of weather and also to make waterproof the upstream facing. The concreting was done in layers of T-shaped cross-section of 1.50 m depth. Behind the waterproof facing of 2-3 m thickness, a space approximately 2 m broad was left to be filled with concrete when the waterproof facing had reached a height of 7.5-10 m, thus allowing the facing time to cool. The expansion joints were spaced from 14.60 to 15.60 m, except those in the turbine-conduit block, which were 27 m apart. The distance of approximately 15 m between the joints was chosen in accordance with experience obtained on existing dams, and also computed by the Engesser-Kammüller's formula for the concrete used.

Cracks were observed to form in the concrete when 1 to 2 years old. In the 27 m block, two cracks appeared at a distance of 8 to 12 m from the joint, situated in the cross-section of the dam, but did not extend into the inner part of the dam. In five of the 15-m blocks, cracks on the downstream face appeared in the concrete when 1 to 2 years old. Some insignificant local hair cracks caused by the local difference in temperature were also observed in winter on the upstream face, just above the water surface. All these cracks, which are quite invisible in summer, were caused by shrinkage and temperature and have no influence either on the impermeability or on the stability of the dam.

Each expansion joint was waterproofed on the upstream face by a layer of Rhenabit and Rhenasbest 15 mm thick, protected by a plate of reinforced concrete. As a second waterproofing there is incorporated in each expansion joint a pit (20/20 cm) filled with asphalt.

These two arrangements for waterproofing the expansion joints, and the waterproofing of the upstream face of the dam with a rich concrete facing, proved so successful that the leakage through the dam was only 1.2 liters per second at a maximum filling of the reservoir.

The deflection of the dam was measured by a plumb-line, this deflection being enlarged optically or taken microphotographically by Prof. S. Semerad's method. Some dam points were also measured by triangulation. The greatest deflection, when the dam was filled to capacity, was 5.77 mm.

The relative movement of the blocks was measured by a Mahr apparatus on bolts embedded in the concrete in a triangle. By these measurements it was ascertained that the width of the joints increases owing to shrinkage and cooling of the concrete, but that the joints continue to function owing to temperature changes.

The construction of the dam of different concretes, protected on the faces with a concrete layer of a cement content of 331.5 kg has, up to the present, proved fully satisfactory, as, on exposure to frost and other influences, it shows no signs of damage or deterioration.

This was also due to the spacing of the expansion joints about 15 m, and to the manner of placing the concrete.

DESIGN AND BEHAVIOR OF THE FACING OF LARGE DAMS IN GERMANY

LUDIN, *Germany*

Of the 74 dams in Germany with a height of more than 15 m, 59 are gravity dams. An examination of 48 of the latter is the subject of this report. The principal results are given in a table (fig. 1).

Nearly all of the gravity dams in Germany are of stone masonry, some of very recent construction (1932). Only 10, including, however, the two highest, are modern concrete structures.

In the case of masonry walls, which are often laid with trass mortar or cement trass mortar, the downstream side is generally constructed without any special facing and only trowelled with cement mortar, a practice which has proved satisfactory.

The upstream sides of the masonry walls are generally protected by a special method, introduced by Prof. Intze; the principal elements of which are:

1. A waterproof mortar coating of 25 to 30 mm thickness applied in two layers.

2. This mortar coating is painted two or three times with a bituminous anti-corrosive painting.

3. A protective covering of masonry or rammed concrete with a minimum thickness 0.6 to 0.8 m upon this impervious layer, connected with the wall itself by an undercut vertical indentation.

4. A network of drainage pipes in the interior of the masonry, spaced 1 to 2 m behind the protective covering with a discharge at the foot of the wall on the downstream side.

The drainage of the downstream side has proved to be unnecessary.

This system has been generally found very satisfactory. Recently good results have been gained with a more economical construction: Impervious layer of 40 mm thick gunited plaster 1:3 and 10 mm plaster 1:1 or 1:2 applied by hand, without protective covering. In case of very corrosive water a very successful experiment on watertightness has recently been made with a layer of sinter slabs.

Although the last large stone masonry dam built in Germany was only finished in 1932, it seems that concrete construction will be employed exclusively for the erection of future large dams.

The 10 modern concrete dams in Germany show a rapid development, based upon the exact application of the method of constructing masonry dams (Schwarzenbach Dam commenced in 1922) with natural stone facing on the downstream side and impervious mortar on the upstream side together with a concrete protective covering. Since then some successful results have been achieved with downstream and upstream sides coated by cement (Torkgunit); and others less satisfactory with uniform, dense concrete without cement coating. Two especially promising constructions were made with upstream side or both sides high-class concrete, especially suitable for walls behind steel laggings (Agger- and Zillierbach).

Drainage on the upstream side has been practiced on German concrete dams with few exceptions even up to the present time, as it is effective and may be regarded as appropriate. The systems are now built with nearly horizontal (instead of vertical) suction lines and made of rough porous artificial stones with tubular grooves.

The careful tightening and perfect drainage of the surface of the dam coping should be given more attention than has been done hitherto, as very often a water or a frost damage of the head of the dam proceeds from this point.

(D 49)

STONE FACING ON CONCRETE OF HYDRAULIC STRUCTURES

LALIN, *Sweden*

The author refers to a questionnaire circulated in Sweden among owners of large dam constructions respecting their experience with stone facing. The replies received include opinions relating to the value of stone facing ranging from entire condemnation to a lively appreciation. The purposes of a stone facing are recapitulated and subjected to critical consideration. The conclusion reached is that stone facing is of value as protection against mechanical action and also against variations in temperature. It is likewise pointed out that the value of stone facing in such cases is dependent on the quality of its execution. A facing may be of use if it is well executed, but it may also be a drawback if badly made. That even an undressed concrete surface may afford good resistance to running water is shown by one example (see photo), where it may be seen that poor concrete disintegrates in running water, while good concrete is exceedingly resistant.

The process of deterioration in a stone facing is explained by the presentation of four types of cases. These seldom occur separately in practice, but are generally combined. Finally, the method of obtaining a good stone facing is described, and it is pointed out that care in the execution of the concrete behind is the most important condition for ensuring good results.

(D 60)

THE FACINGS OF MASONRY AND CONCRETE DAMS

IWANOW, *Bulgaria*

The author emphasizes the necessity and importance of the facing of dams, especially on the upstream side, as protection against frost damage and the deteriorating influence of aggressive water. According to past experience with dams in high mountain regions, and in the opinion of the author, it is felt that in large massive dams the structure should be made of concrete with a small quantity of cement and the upstream side of the dam should be waterproofed in such a way that the water cannot enter the interior of the dam and thus come in contact with the inner material of the dam body.

In the author's opinion the best method of waterproofing and insulating the upstream side of dams is that suggested by Dr. Link, Essen (Germany), for the Beli-Isker Dam in Bulgaria such as the construction of the insulation by means of an attached copper-brass sheet (aluminum, lead, etc.) on the entire upstream side of the dam.

(D 66)

PRINCIPAL SYSTEMS ADOPTED IN ITALY FOR WATERPROOFING AND PROTECTING THE FACES OF MASONRY DAMS

TESTA, *Italy*

Italy offers interesting material for the observation of dams, as it possesses a large number of masonry and concrete structures located at elevations ranging from near sea level to more than 2,500 meters above, and thus exposed to wide variations in climatic conditions.

The systems most commonly used for waterproofing and protecting the upstream faces of dams are as follows: (a) Plaster revetment; (b) Revetment of stone and cement mortar; (c) Concrete compact and tight in itself; (d) Concrete deck; and (e) Protective metal face.

Waterproof coatings, generally of the bituminous type, also have been applied to upstream faces but require frequent replacement.

Plastering of the upstream face is the system of waterproofing most common in Italy. The plaster, of 2 to 5 cm thickness, is applied by hand or by guniting and, in many instances, is reinforced with metal netting. Satisfactory results are secured if the workmanship is good and climatic conditions are favorable. However, due to the grinding of ice or cracking and loosening on account of thermal action and dam movements, plastering is undesirable for dams located at elevations higher than 1,500 meters.

Revetments of stone blocks sealed with concrete mortar offer an excellent protection against external agents, particularly ice action, but are not suitable for insuring watertightness. A good degree of watertightness has been obtained by pressure grouting of the masonry body immediately behind the outer revetment.

In the construction of recent concrete dams, watertightness has been provided by paying scrupulous attention to the granulometric composition and the water-cement ratio of the concrete placed in the upstream section.

The protective concrete decks so far adopted in Italy are all of the multiple-arch type encased in the masonry body of the dam. On the Ceresole Reale dam the deck arches have a constant outer radius of 2 m and an inner radius varying from 1.5 m at the top to 1 m at the bottom. The angle of the outer arch ring is 140° and vertical contraction joints are spaced 20 m apart and located at the arch imposts. This arrangement protects the dam face from direct contact with the water but is very expensive. Satisfactory results are secured if the deck concrete is compact and impermeable and if the deck will adapt itself to dam deformations without cracking.

Protective metal decks have been placed on two dams in Italy. The one on the Diavolo is constructed of pure iron sheets, 2 mm thick and 2 by 1 m in size, electrically welded together. The metal decks, like those of concrete, protect the dam from coming into direct contact with the water, but are more watertight and generally cost less.

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

**GEOTECHNICAL STUDIES OF FOUNDATION
MATERIALS**

General Reporter: IRVING B. CROSBY
Consulting Geologist

GENERAL

INTRODUCTION

The extremely broad scope of Question VI, Geotechnical Studies of Foundation Materials, includes geological studies of dam sites, geophysical and other aids to such studies, soil mechanics, and other applications of physics and chemistry to foundation problems, and methods of treatment of unfavorable conditions. Of the 11 reports submitted, some cover one or more aspects of the question from special viewpoints while others discuss the entire field. Several reports give actual examples of conditions found at dam sites, the means used to investigate those conditions and the measures taken to meet them.

Three of the reports (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; and D 57, Mead) are principally concerned with the geological investigations of dam sites. Two reports (D 7, Schlumberger; and D 46, Sundberg) are largely confined to the use of geophysical methods in studying dam sites and give examples of the application of these methods with the results obtained. One report (D 54, Olsson), is confined to a description of a device for obtaining undisturbed samples of the subsoil. Two reports (D 21, Morokawa and Iwaoka; and D 36, Drouhin and Martin) bring out the methods and problems of geotechnical studies by detailed discussions of conditions encountered at several dams, explaining the methods of exploration and tests used and the types of treatment chosen to remedy unfavorable conditions. Three of the reports (D 35, Grischin; D 37, Ehrenberg and Tiedemann; and D 63, Pagliaro) discuss various aspects of the question but give

most emphasis to physical and chemical studies and tests and to classification of the characteristics of foundation materials. Considerable attention to methods of treating unfavorable conditions is also given in these three papers.

GEOLOGICAL INVESTIGATION OF DAM SITES

The necessity of a geological investigation as the first step in the geotechnical studies of the foundation conditions of a dam site is brought out (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; D 21, Morokawa and Iwaoka; D 35, Grischin; D 37 Ehrenberg and Tiedemann; D 57, Mead; and D 63, Pagliaro), and the importance of these studies and the need of cooperation between geologist and engineer is emphasized. Lugeon stresses the importance of choosing a geologist of great experience in this type of work, and of not restricting him with demands for economy in this important, basic investigation.

A geological investigation of a dam site begins with a detailed study and geologic mapping of the site, from which information geologic sections and in some cases transparent models are prepared. Test pits and drill holes, especially core borings, have long been valuable tools for the geologist and laying out the pits and borings and studying the samples and cores and other data is an important part of his work. More recently geophysical methods have become recognized as an additional tool, especially valuable in preliminary investigation of dam sites. Water pressure tests in drill holes often give valuable information about the condition of the rock.

The data given by these methods and tools do not in themselves solve the practical problems but must be correlated and correctly interpreted. While the habit of obtaining geological advice on foundation problems of dams is fairly well established, there is danger that the best results may be forfeited by failure to recognize the importance of having the investigation carried out by a geologist of wide experience and proven judgment, free to use such methods and aids as he considers desirable. In this way only can the best interpretation of conditions be reached and the most useful application to practical problems be obtained. Rule-of-thumb methods cannot be developed for this work, and the use of generalizations and classifications as laws of universal application are dangers to be guarded against (D 8, Lugeon).

Several authors have suggested methods of tabulation of some of the characteristics of rocks. A classification of rocks and unconsolidated formations in regard to permeability, compressive strength and resistance to weathering is given by Pagliaro, and Ehrenberg and Tiedemann have attempted to classify the formations in accordance with the difficulty of excavation. The use of physical constants for different rocks and a modulus of fracturing for rock are discussed by Grischin.

Brief descriptions are given of typical conditions at dam sites in different types of rocks: igneous and metamorphic rocks, sandstone, limestone, shale, volcanic rocks, glacial and alluvial deposits; and the bearing strength, shearing strength, permeability and weathering of these formations are discussed. The importance of faults and joint cracks and the special problems of limestone and shale are also ex-

plained (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; and D 57, Mead). Attention is called to the danger of old valleys buried under glacial deposits (D 15, Bromehead), and where the dam site is underlain by pervious sediments a special study of the possibility of percolation under the dam is necessary (D 35, Grischin; D 37, Ehrenberg and Tiedemann; and D 57, Mead).

The geological conditions, means of investigation, and corrective measures taken at six dams are described: Two in Japan, one in Russia, and three in Algeria (D 21, Morokawa and Iwaoka; D 35, Grischin; and D 36, Drouhin and Martin). The descriptions of conditions at these dams illustrate clearly some of the problems discussed in a general way by the other authors.

Special measures were necessary to prevent seepage and uplift at the Senzu gravity concrete dam in Japan, built upon fractured and faulted slates and sandstone. At the Béni-Bahdel multiple-arch dam in Algeria, founded upon interbedded schists and sandstones, some of which are weak, tests were made and special measures were taken to prevent sliding and disintegration of the schist during excavation. The Bou-Hanifia rock-fill dam in Algeria rests upon cross-bedded sands and sandstones, underlain by marls, the whole being cut by several faults. Tests and corrective measures to prevent seepage, piping, and settlement are described. At the Ghrib rock-fill dam in Algeria, founded upon friable, pervious sandstones overlying marl, special investigations and precautions were necessary. The Kamyschin gravity concrete dam on the Volga River in Russia is in sedimentary formations consisting of diatomaceous earth, sandstone, sand, and clay. Very thorough investigations were carried out by means of borings, shafts, caissons, pits, and trenches, and tests were made in the field and in laboratories to determine the permeability and bearing strength and other factors. At the Seidai earth dam in Japan the rock is fractured liparite but on the right bank is a gravel terrace. Field permeability tests were made and the measures taken to prevent leakage are described.

These six examples, all in sedimentary formations, including both solid rocks and soils, give the actual experiences under a variety of conditions and show what methods of investigation were useful and what measures taken for the correction of unfavorable conditions were successful. The addition to the technical literature of such examples with sufficient detail is most desirable.

AIDS TO GEOLOGICAL INVESTIGATION OF DAM SITES

Test pits, shafts, borings, and geophysical prospecting are valuable tools for the geologist investigating dam sites rather than separate methods of investigation. Most of the reports mention the need of such methods in geological investigations of dam sites. Core drilling is discussed by Sundberg and Mead, and the latter describes the advantages of large drill holes into which the geologist can descend to examine the rock. A device for obtaining undisturbed samples from unconsolidated, cohesive formations without the necessity of driving a casing is described by Olsson. The use of shafts, galleries, and caissons to obtain better information about the rock than can be

obtained from borings is discussed by several authors (D 8, Lugeon; D 35, Grischin; D 36, Drouhin and Martin; and D 63, Pagliaro).

Several types of geophysical prospecting are useful in the study of dam sites, and one or more of seven different methods are discussed by six of the authors (D 7, Schlumberger; D 36, Drouhin; D 37, Ehrenberg and Tiedemann; D 46, Sundberg; D 57, Mead; and D 63, Pagliaro). The different geophysical methods mentioned as being of value are the electrical, seismic, gravity, magnetic, radioactive, thermic, and acoustic methods. Their principal use has been in determining the depth to solid rock without drilling, but it has been possible to differentiate between layers of clay and sand in the overburden by the electrical resistivity method, and several of the methods have succeeded in locating faults and giving information about the geologic structure. The electrical resistivity method has been the one most used in determining the depth to solid rock but the seismic method is also of value in this respect. Leaks from reservoirs have been located by acoustic methods.

Three examples of the successful determination of the depth to bedrock are given by Sundberg, one by Drouhin, and three by Schlumberger. The latter also describes a case where the location of weak zones in bedrock was successfully determined.

The desirability of close cooperation between the geologist and the geophysicist is emphasized by Schlumberger. Often by such cooperation errors and difficulties can be avoided. The electrical methods are described in detail by Schlumberger and Sundberg, and the seismic method by Ehrenberg and Tiedemann.

Geophysical methods have become most useful tools for the study of dam sites under certain conditions, especially in preliminary investigations for selecting the most favorable of a number of sites, and in regions where the transportation of drills is difficult, or in cases where information is needed more quickly than can be obtained by drilling. Geophysical results are not as precise as drilling but are valuable to give a general understanding of the problem, and to aid in planning detailed investigations.

PHYSICAL AND CHEMICAL STUDIES AND TESTS

Many physical and chemical tests have been used to determine the characteristics of the foundation materials. Some of these have been in use for a long time, and others, especially those pertaining to the unconsolidated sediments, have been improved and come into greater use in recent years. Although some tests are applied both to solid rocks and to soils, it is convenient to divide the subject into tests for solid rock and tests of soils.

In the group applying to solid rock one or more of ten tests have been discussed by six of the authors (D 21, Morokowa and Iwaoka; D 35, Grischin; D 36, Drouhin and Martin; D 37, Ehrenberg and Tiedemann; D 57, Mead; and D 63, Pagliaro). These tests are bearing strength of rock in place, compressive strength of an unsupported block, modulus of elasticity, shearing test, determination of coefficient of friction, specific gravity, slaking test to determine durability in water and under alternate wetting and drying, solubility in water, chemical analysis of the rock and also of the river water and

ground water to determine effect upon rock and upon the dam, and permeability of the rock. Some of these tests are much more important than others and some are more important with some rocks than with other rocks.

Permeability tests may be useful on any kind of rock and should determine the average permeability of the rock in the ground and not the permeability of a specimen. This is best done by water tests on drill holes and is discussed by Morokawa and Iwaoka, Drouhin, Grischin, and Ehrenberg and Tiedemann. The first two describe actual field tests on specific dams.

Tests of bearing strength are especially important in the case of weak rocks and the shearing test is important in the case of shales or other rocks which might permit sliding. Determination of the modulus of elasticity becomes important in the case of high dams and arch dams. The slaking test is particularly applicable with shales and rocks like the argillaceous conglomerate at the St. Francis Dam. As larger and higher dams are built the importance of applying these tests and studying and making use of the results will increase.

The physical tests applicable to unconsolidated sediments or soils are now generally included under the term "soil mechanics." Three authors have discussed one or more of nine tests in this group (D 35, Grischin; D 36, Drouhin and Martin; and D 37, Ehrenberg and Tiedemann). These tests are permeability, both field and laboratory tests, angle of internal friction, compression test, consolidation test, grain-size analysis, porosity, specific gravity, moisture content, and cohesion.

Examples of the use on the Béni-Bahdel Dam, the Bou-Hanifia Dam, and the Ghrib Dam of the laboratory permeability test, grain-size analysis, consolidation test, and test for angle of internal friction are given by Drouhin and Martin, and the determination of permeability by field pumping tests on the Kamyschin Dam is described by Grischin.

The tests described are especially important in two types of problems: Seepage under the dam, and possibility of settlement of the dam or of failure by shearing of the foundation soils. In both these problems, as in practically all others to which any of the physical tests are applicable, the geological conditions must first be thoroughly understood. Descriptions of cases in which the geological conditions have been worked out, estimates of seepage made by applying the results of tests to those conditions, and these estimates checked by actual seepage measurements after the reservoir has been filled are therefore most valuable and important.

TREATMENT OF UNFAVORABLE CONDITIONS AT DAM SITES

At nearly every dam site there are unfavorable conditions and many types of treatment have been developed to correct them. Various corrective measures have been discussed by eight of the eleven authors, but grouting received the most attention of any one method (D 8, Lugeon; D 21, Morokawa and Iwaoka; D 35, Grischin; D 36, Drouhin and Martin; D 37, Ehrenberg and Tiedemann; D 57, Mead; and D 63, Pagliaro).

Grouting with cement, with asphalt, with clay and with chemicals is discussed. Cement grouting is most successful in rocks and is sometimes used in loose, very pervious sediments, but is not applicable in fine sands. In rock, cement grouting is used both to prevent seepage

and to solidify fractured rock. The necessity of limiting pressures on certain types of rock is discussed. Chemical injection, usually of two liquids which react in the ground, has been successfully used to prevent seepage through pervious soils. Grouting, both with cement and with chemicals, is discussed in detail and examples of application to several dams are given. In these cases the arrangement of grout holes, the amount of cement used and the effect upon seepage are described for the Sarrans and Sautet Dams in France (D 8, Lugeon), the Senzu and Seidai Dams in Japan (D 21, Morokawa and Iwaoka), and the Bou-Hanifia and Ghrib Dams in Algeria (D 36, Drouhin and Martin).

The use of cut-offs under dams to prevent seepage through pervious sediments or leaky rocks is discussed by four of the authors (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; D 21, Morokawa and Iwaoka; and D 37, Ehrenberg and Tiedemann), and the last have described the use of an impervious blanket upstream from the dam. Drains and filters to take care of water seeping under the dam and prevent the removal of fine material have been discussed by three authors (D 35, Grischin; D 36, Drouhin and Martin; and D 37, Ehrenberg and Tiedemann), and examples are given by the second.

The concentration of attention of the authors on grouting and the complexity of the problems involved indicate the importance of a thorough study of this method from both the geological and engineering viewpoints. Unlike the construction of cut-offs, or other engineering measures, the effects of which are fairly certain, grouting involves uncertain factors, most important of which is the condition of the rock. The most successful use of this method of treatment therefore involves a thorough geological knowledge of the character and structure of the rock.

POINTS FOR DISCUSSION

1. Special problems in the investigation of dam sites in glaciated regions.
2. Special problems in the investigation of dams on volcanic rocks.
3. Use of geophysical methods for locating faults and determining the condition of bed rock.
4. Best method of estimating what the seepage will be under a dam founded upon earth.
5. Use of grouting or chemical injections in soil.

INDIVIDUAL SUMMARIES

OF QUESTION VI

(D 7)

APPLICATION OF ELECTRICAL PROSPECTING TO THE STUDY OF DAM SITES

SCHLUMBERGER, *France*

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

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

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

Several examples of the application of this method are given.

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

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

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

Example of the interpretation of three electrical soundings.

3. *Morrisburg Dam (Canada)*.

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

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

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

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

(D 8)

GEOTECHNICAL STUDIES OF FOUNDATION MATERIALS

LUGEON, *Switzerland*

The author, who acted as consulting geologist for a great number of dams, shows the importance of geological studies before the start of the actual construction work. He gives a short description of the good and bad qualities of the main rock formations which may be met with in the foundations. He shows furthermore that the method of examination, described in a book, published not long ago, proved to be very successful on the two latest dams in France, namely the ones of Truyère and of Sautet.

(D 15)

GEOLOGY OF RESERVOIR-DAM SITES

BROMEHEAD, *Great Britain*

Sites are discussed in relation to (A) solid rocks, (B) drift. Under A the importance of (1) porosity, (2) joints, (3) faulting and other disturbances is discussed; under B that of (1) the character of the deposits, (2) their distribution in relation to the solid rocks. Under each subheading the main principles are outlined and examples given of reservoirs where difficulties have either been successfully overcome or have led to failure. It is pointed out that only complete knowledge of the local geology will indicate the most economic site and method of construction; even when other factors fix the approximate site of a dam and the geological conditions are poor, difficulties are better and more cheaply overcome if they are foreseen than if they are only discovered after work has begun. The importance of exploratory boring, when the conditions cannot otherwise be determined by a competent geologist, is stressed; but in many cases the knowledge available through the services of the Geological Survey can prevent the wastage of large sums of money.

EXAMPLES OF DAM CONSTRUCTION CONTRIBUTING TO GEOTECHNICAL STUDY OF FOUNDATION

MOROKAWA AND IWAOKA, *Japan*

Two examples of dam construction are given with a view to contributing to geotechnical study. One relates to the Senzu concrete gravity dam completed in 1935, and the other to the Seidai earth dam to be completed this year. Good geographical and comparatively good geological places have been chosen for both dams, but some defects lie in bedrocks. The present report concerning these works contributes to the study of the question in the following items; namely, as to Senzu Dam, the existence of the paleozoic clayslate with many fissures in the right bank and in half of the river bed; as to Seidai earth dam, the existence of a permeable river terrace on the right-bank plateau, the investigation thereof, the preparation of the foundation, and the prevention of percolation.

GEOTECHNICAL STUDIES OF THE FOUNDATION MATERIALS OF LARGE DAMS

GRISCHIN, *U. S. S. R.*

Several requirements for the geotechnical study of foundation materials, which are necessary for the design of large dams, are dealt with in the present report.

On the basis of the analysis of the action of forces transmitted to the foundation by the dam (pressure of the water and of silt, weight of the dam, of the gates, etc.) and of the effect on the foundation soil of the water (percolation, hydrodynamic forces, etc.), the stresses in the foundation soil materials and different physico-chemical phenomena appearing in them are examined. Taking into account the modern methods of calculation of dam foundations, the characteristics and the constants of soil foundation materials necessary for such calculation have been established.

At the same time, the scope and extent of the geologic and hydrologic studies to be made for designing dams are briefly reviewed, with particular attention to the peculiarities of the foundation materials (rocky or nonrocky), homogeneous or heterogeneous) for different types of dams.

The geotechnical characteristics and constants are grouped in a list and classified for the different types of foundation as follows:

1. General constants for rocky and nonrocky soils.
2. Constants only for rocky soils, and
3. Constants for nonrocky soils.

The constants in the first group are given for: Specific gravity of the soil, weight per unit of volume of dry soil, porosity, natural humidity content and point of moisture saturation, modulus of elasticity (Young's) and Poisson's coefficient, general chemical analysis of water.

In another group are the following: Mineralogic and petrographic analysis; microscopic analysis of structure, of porosity and of fissures; coefficient of friction between two different soils, one dry and the other saturated; coefficient of friction of concrete against the underlying soil.

The second group for rocky soils includes: Shearing modulus, compressive strength, frequency and modulus of fissures, percolation capacity of hard rocks, resistance of rock under water; tensile strength, bending strength, shearing strength of rock layers; adhesion of concrete to foundation rocks; coefficient of

thermal expansion, coefficient of buoyancy; degree of hardness according to Moos; water abrasion of rock, frost and weather-resisting properties.

The third group for nonrocky soils includes: Granulometric diagram of the composition of the soil, angle of internal friction of the soil, cohesion faculties; capillary tensions, coefficient of compactness, coefficient of permeability of the soil according to laboratory tests under various loads and during pumping experiments in the field; compression curve, consolidation curve; limit of consistency according to Atterberg; moistening coefficient and swelling speed; coefficient of elastic settling and data on field load tests, maximum speed of percolation (after the removal of the fine parts of the soil) or critical gradient.

Only part of the above-mentioned constants are deemed to be necessary for calculations.

Sometimes three further factors are decisive: (1) Data relative to experimental injections of cements, asphaltting, strengthening of foundation by lime and similar methods; (2) data relative to ramming of piles; (3) selection of filtering materials for foundations on nonrocky soils.

At the end of the paper, data on the design of the Kamyschin Dam are given as an example of extensive geotechnic surveys.

(D 36)

GEOTECHNICAL TESTS OF FOUNDATION MATERIALS

DROUHIN AND MARTIN, *Algeria*

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

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

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

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

The results of the tests led to:

- (a) The limitation of the bearing pressure on soil material to 6 kg/cm².
- (b) Provision against relative angular movements of the buttresses.
- (c) Best usage of the downstream thrusts against the sandstone.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

This work consisted of:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

The mass, however, is cut by cracks some of which are thin while others are wider and filled up with silting products. The water circulation through a

crack causes, as tests have shown, the carrying away of particles, by regressive erosion, then they are very quickly carried away, and finally an unlimited enlargement by erosion of the sides of the crack takes place. There lies here a very great danger.

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

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

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

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

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

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

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

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

(D 37)

GEOTECHNICAL STUDIES OF FOUNDATION MATERIALS

EHRENBERG AND TIEDEMANN, *Germany*

The underground conditions must be given the greatest attention in the examination of valley tracts to determine their suitability for the establishment of water-power constructions. The underlying soil must permit a secure foundation for a dam with as little work as possible and should keep the loss of water through seepage within practical limits.

The steps to be taken in the examination of the underlying soil are given.

Morphological studies reveal the history of the formation of the valley and its immediate surroundings.

The various sources of information such as prospecting, drilling, and the geophysical examinations, the weight measurements, measurements of radio activity and seismic and electrical measurements serve to complete the general geological survey.

A contribution of the Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (German Research Institute for Soil Mechanics) demonstrates the use of dynamical measurements in testing the foundation material.

The properties of the underlying soil important for the construction work are to be determined partly by means of local examinations and partly through laboratory tests.

In calculating costs in drawing contracts, it is most important to determine the stability of the ground to be excavated as accurately as possible in order that commercial losses, whether to the owner or to the contractor, may be avoided. Next to resistance to excavation, difficulties arising through groundwater conditions, climatic influences, etc., have to be taken into account.

It is further important to examine the underlying soil with respect to its resistance to the seepage of water. Groundwater gages serve to measure subterranean water. The permeability of the water-conducting strata might be tested, either at the location itself by means of measuring the fall of the groundwater level, or in the laboratory with soil samples, which have been taken from prospecting excavations or drillings as undisturbed as possible. The permeability of the layers on the flanks of the dam is to be determined just as carefully as those of the underlying soil in order to obviate so far as possible a circulation around the dam. The tracing of flowing underground water in order to ascertain subterranean connections between surface waters, groundwater channels and wells is to be made by means of color methods. Finally, the chemical composition of the water has to be tested to determine if it can attack concrete or iron.

The testing of the supporting capacity of the underlying soil in case of rock foundations includes the determination of the rock properties with respect to resistance to pressure and fissures. For massive dams the rule is that the elasticity and sliding modulus of the rock should be as uniform as possible with, and not essentially less than, that of the dam structure. The hydrostatic buoyancy effect in open fissure systems must be taken into account. The compressibility and shearing strength of the ground must be determined for foundations on unsupported sediments. The danger of ground breakage must be especially dealt with.

In the last chapter of the paper there are shown the principles which should be considered in obtaining a secure bond between the dam body and the underlying soil. Three cases are distinguished:

1. Rock present in reachable depth.
2. Rock at greater depth or not present at all.
3. Watertight layers not present in the underlying soil.

The problems are explained by means of numerous examples, and the experience gathered in German dam construction is fully reported.

(D 46)

DETERMINATION OF DEPTH TO BEDROCK

SUNDBERG, *Sweden*

When projecting water-power stations in territories where the rock is covered by loose strata of great thickness, the depth to bedrock is ascertained, in the most efficient manner, by means of pipe driving in conjunction with core drilling.

In districts where no data whatsoever are available as to the thickness of the overburden, it may be a good idea to effect a reconnaissance by geophysical methods prior to the drilling. Furthermore, these methods may advantageously be employed to augment the depth determinations carried out by drilling in order to obtain a complete picture of the relief of the bedrock.

For such geophysical determinations of the depth to bedrock, seismic and electrical methods may be employed. After some words about the principle of the depth determination by the seismic method, the paper gives a description in

more detail of the electrical method, which is based on the generally great difference in electrical conductivity between the loose Quarternary formations and the bedrock.

The potential method applied in these cases consists in supplying electric current to the ground between two electrodes, consisting of grounded metal rods, and studying the distribution of the resulting potential on the ground.

A customary arrangement is the so-called four-electrode procedure or the method of apparent specific resistivity, the principle of which is described.

Another modification is the potential-drop-ratio procedure, the ratio of the potential drop between three movable electrodes being determined by means of a specially constructed resistance bridge.

As examples of investigations, using these methods, carried out by the Aktiebolaget Elektrisk Malmletning (the Electrical Prospecting Co.), Stockholm, mention is made of work done in northern Sweden for the Swedish Geological Survey, investigations for various water-power stations and in an iron ore field in Sweden, surveys in Japan to ascertain the ground conditions for two projected dam sites as well as three bridge projects for the account of the Japanese State Railways, and finally the results of the electrical depth determinations in the lead-zinc ore district at Buchans on Newfoundland.

The accuracy of the determinations of the depth to bedrock is 5 to 10 percent. Under normal conditions an average of some five determinations a day may be obtained.

(D 54)

METHOD FOR TAKING EARTH SAMPLES WITH THE MOST UNDISTURBED NATURAL CONSISTENCY

OLSSON, *Sweden*

The paper describes a method of obtaining earth samples with the most undisturbed natural consistency.

The Swedish State Railways have for many years (since autumn, 1923) used for this purpose an earth borer called a "piston-borer", which has been described in detail in "Teknisk Tidskrift", February 28, 1925. This borer consists of a cylinder into which a short piston is fitted. When lowering the tool to obtain a sample, the piston serves to close the bottom of the cylinder and thereby keep out impurities. When the tool is being raised, the piston closes the top of the cylinder and prevents the sample from being "sucked out."

The use of the piston-borer has increased more and more. Many thousands of samples have been extracted by its aid, and only in quite exceptional cases has it failed to give satisfactory results.

(D 57)

ENGINEERING GEOLOGY OF DAM SITES

MEAD, *United States*

In the introduction the fundamental relationship of geological factors to feasibility, design, and construction and the mutual responsibilities and necessity of cooperation between the engineer and geologist are emphasized.

The first section of the paper is devoted to a discussion of exploration methods including surface mapping, exploration excavations, core-drilling methods, sampling and records, churn drilling and wash boring, their possibilities and limitations, and the use of core borings of sufficient diameter to permit entrance and inspection of the bore holes. The application of electrical and seismic geophysical methods in dam-site exploration is discussed. The use of models

of various types as an important adjunct in the interpretation of exploration data is suggested.

The second section discusses the geological features of dam sites in various types of rock with particular attention to problems of bearing strength and elastic properties, resistance to sliding, leakage beneath or around the dam, and preparation of foundation. Particular attention is given to the problems of investigation of limestone foundations and the special care necessary in the investigation of shale foundations with emphasis on the great care necessary in the preparation of shale foundations for masonry. The constitution and physical properties of shale are discussed in some detail as a necessary basis for the consideration of exploration and construction problems.

The third section deals rather briefly with the significance of geological factors in foundations of earth dams, particularly those founded on alluvial deposits.

(D 63)

GEOTECHNIC STUDY OF FOUNDATION MATERIALS FOR DAMS

PAGLIARO, *Italy*

Italy was one of the first countries of the world to investigate and take an interest in the foundations of dams. The first Italian regulations were issued in 1886. Such regulations seem restrictive today, for at that time the foundation rock had to be solid, resistant, and impermeable; and we know that it is difficult to find natural rocks meeting these three requirements, without assistance on the part of the constructor.

The regulations now in force in Italy take into account the technical requirements and the geological point of view, and give precise indications of the geological researches to be conducted.

These researches may be divided into three classes—surface investigations, subsoil investigations, and investigations of the whole mass. Surface investigations are made a part of the preliminary study of the design of the structure and precede subsoil investigations, which are necessary for determining the soil characteristics suitable for the construction of the dam as far as concerns impermeability and strength.

With respect to impermeability, the various rocks are divided into four classes—impermeable (for example, granites); semipermeable (clay sandstones); permeable (moraine deposits); and very permeable (fissured limestones).

With respect to resistance, the classification is made in accordance with the breaking load (R) under compression of the rock considered as a lithological specimen; For example, R greater than 750 kg per cm^2 (granites), R between 400 and 750 kg (less compact limestones), R between 200 and 400 kg (sandstones), and R less than 200 kg (tufas, clays). Also of great interest is another classification relative to the durability of the rock, that is, its strength in relation to time.

The subsoil investigations comprise: (1) Geological research, (2) core borings with extraction of core samples, (3) Excavation of exploration shafts, (4) excavation of galleries, (5) investigations through geophysical methods (electric, magnetic, seismic, etc.).

Finally, the investigations of the whole mass are in relation to the quality of the entire mass which is not considered here solely as a lithological sample. Nearly always these investigations aim at adopting some method of consolidation, such as cement injection, chemical consolidation, clay or asphalt injection, facings, cut-off walls, or use of gunite.

For each method reference is made to its applications in Italy, especially cement injections, which for 20 years have solved the most important of construction problems, that is, the problem of foundations.

SECOND CONGRESS**ON LARGE DAMS**

WASHINGTON, D. C., 1936

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS

General Reporter: WILLIAM P. CREAGER

*Hydraulic Engineer***GENERAL**

The subject of this session of the Congress is "Calculation of the Stability of Earth Dams." Of the 15 papers which have been submitted on this question, 9 are devoted exclusively to the subject of stability of slopes of the dam, and this subject is also discussed in one other paper. The others are devoted to general design, foundations, rolling of dams, seismic studies and descriptions.

Taking up first the question of stability of slopes, which is the most popular topic, it is found that the papers of Jonson, Sweden, and May and Brahtz, United States, obtain a solution by an original mathematical treatment of stresses. These papers are too technical to permit of a comprehensive synopsis in this brief report. Exact solutions are not claimed, but the authors have advanced new thoughts which will undoubtedly prove to be a great stride in the practical advancement of the subject.

The eight other papers treating of stability of slopes conform to the well-known method of the "most dangerous sliding plane." Frontard, France, uses a cycloidal plane, but the other seven have adopted the cylindrical surface with brief mention in some cases of the possibility of using the cycloidal, logarithmic spiral, or other types of planes which, for the most part, they consider impractical and an unnecessary refinement.

Fellenius, Sweden, and Knappen, United States, have presented methods for the direct determination of the location of the most dangerous circle without the usual repetition of trial calculations. These two methods, however, do not include the effect of seepage forces.

The external forces acting on a segment of a dam, bounded by the face of the dam and the assumed plane of sliding, may be considered

to consist of the dry weight of the material and the forces of water. The forces of water consist of the gravitational force, the buoyant force, and the seepage-frictional force.

It is interesting to note the different methods by which these forces are combined by the various authorities on this subject to obtain identical results. They employ three distinct types of diagrams to accomplish this purpose. Ivanov, U. S. S. R., employs the well-known flow net consisting of lines of equipotential and stream lines. May and Brahtz, United States, and Takata and Kambara, Japan, employ lines of equal pore pressure. Chugaev, U. S. S. R., employs a special class of diagram which is made up of lines of equal resultant pressures of all forces below the phreatic line.

All papers but one include consideration of the frictional force of seepage water in the analysis of the problem.

Paper D 58 by May and Brahtz, U. S. A.; Paper D 50 by Jonson, Sweden.

The method employing the most dangerous plane of sliding is a simple, rather mechanical solution, and tied very closely to the common type of embankment slip failure, but its simplification is necessary to forego to some degree the seemingly important conditions of horizontal and vertical equilibrium. The so-called rational solutions take into consideration the equilibrium at every point in the dam in such a way that the stability of the dam can be determined by examining the stability of these individual points. However, on account of the lack of definite laws of stress-strain relations, and other indeterminate features, it seems hopeless to look for an exact solution of the problem. Therefore the mathematical methods of these authors are based on certain practical considerations chosen on the side of safety.

One important consideration must be kept clearly in mind when making comparisons between the proposed mathematical solutions of this problem with that of the most dangerous circle method. The factors of safety obtained in the proposed mathematical solutions are point functions; whereas, in the most dangerous circle method, they are mean values obtained over a circular arc, resulting in factors of safety which are always greater. In other words, a factor of safety of unity by the mathematical solution indicates that, at one point, and one point only, the material has been stressed to its shearing strength; whereas, in the circle method, the sectors which are overstressed are considered supported by other sectors having reserve strength. The former has a reserve factor of safety which is analogous to that described by Gilboy, U. S. A., in his analysis of the factor of safety in elastic foundations, hereinafter described.

Both papers represent an advance in our knowledge of the subject, and direct comparisons with each other, with the most dangerous circle method, and with actual failures will be looked forward to with interest. The May and Brahtz paper includes an empirical slope formula to be used as a preliminary guide in the design.

Paper D 40 by Ivanov, U. S. S. R.

Ivanov has used exclusively the cylindrical shearing surface in the determination of the stability of the slopes of dams. A usual means of dealing with the problem by this method is to divide that

portion of the dam above the sliding surface into a number of parts, each with its individual external force acting on the assumed plane of shear. The tangential and normal components of each of these individual external forces acting on the plane of assumed shear is calculated, and then the resistance to shear offered by friction and cohesion is determined. Finally, the sum of all of the frictional and cohesive forces tending to prevent a slide is divided by the algebraic sum of the tangential components of all of the external forces tending to cause a slide, to obtain the factor of safety.

Ivanov has shown that, within an error ordinarily of only 2 to 5 percent, it is not necessary to deal with the individual forces but only with the resultant of all of them. Therefore, the only external forces considered in his final expression for the factor of stability (equation (1) of section 4) are the horizontal and vertical components of this resultant of all forces. He has shown that this method is adaptable to the consideration of not only vertical forces acting on the plane of shear but also all inclined forces, such as the inclined hydrodynamic pressure of seepage water. By this means he has evolved a method which greatly simplifies the determination of the factor of safety for any sliding plane. In addition he has simplified the determination of the hydrodynamic pressure of seepage water. He concludes with an application of the theory of the cylindrical surface of sliding to the study of the stability of a foundation.

Paper D 20 by Takata and Kambara, Japan.

In this paper a study has been made of the effect of water seeping through a dam as affecting stability. It is found that the resultant of the buoyant force of the water and the seepage force, on any small element of the dam, acts in the direction perpendicular to the lines of equal pore pressure. The direction of lines of equal pressure can be determined conveniently either from model studies or by the construction of a flow net. Attention is called to the effect of capillarity on the location of the lines of equal pore pressure.

Paper D 39 by Chugaev, U. S. S. R.

In this paper the author has analyzed the stability of dam slopes by a different method than that commonly used in this country, but apparently he obtains the same results. The difference consists in a unique method of combining the usual forces of gravitation, buoyancy, and seepage friction. Referring to his text and specifically to his figure 10, his lines of "equal head" are referred to in this country as "lines of equal potential" and his "actual equipotential lines in field of resultant forces" are a special class of lines, each representing equal unit pressures of the resultants of the forces of gravity, buoyancy, and seepage friction. In some of the problems studied, he concludes that, if seepage forces are neglected, the computed factor of safety will be 50 percent greater than if such forces had been included. He refers to the fact that capillary pressures, being of a negative nature, assist in the stability of dam slopes, and he has shown how to include such pressures. However, he also shows that, where the maximum value of the capillary rise is sufficient to saturate the entire dam above the phreatic line, a heavy rain will destroy the menisci at the surface and cause the capillary water to lose its capillary properties and set

up positive active seepage forces which are in addition to those usually considered in designs. In effect, this would produce the condition set up by a rapid drawdown from complete submergence of the structure.

Paper D 47 by Mayer, France.

As a result of a number of slides of earth dams in France due to rapid drawdown of the reservoir, investigations were made which involved the subject matter of this paper. The studies considered the use of the circular plane of sliding. The results of the calculations by this method were compared with the conditions found at four dams which had failed in this manner, and this indicated a satisfactory substantiation of the theory.

Paper D 48 by Fellenius, Sweden.

This author has given a number of diagrams and equations to facilitate the determination of the most dangerous circle of sliding applicable to special cases. They are not applicable to the conditions which include the force of seepage water. Other forms of sliding surfaces have been employed, but he considers that, for heterogeneous earths, which are of frequent occurrence, such methods are scarcely applicable. However, he recommends using them for comparative purposes. He recommends a factor of safety or ratio of total shearing strength as shown by test to the required total shearing strength of from 1.2 to 1.5, depending upon the assumed accuracy of the tests. He includes two examples of the determination of safe slopes, one for a dam without seepage flow and one with seepage flow. The latter required about 50 percent greater shearing strength.

Paper D 56 by Knappen, United States.

This paper contains a comprehensive discussion of most of the features entering into the design of earth dams. The text embraces such a multitude of data and opinions on various features that it is impossible to make adequate comment in this brief report. There is included a description of an unusual incipient failure of a dam foundation, which he attributes to forces due to excessive rolling of the embankment. There exists the possibility of a direct connection between this failure and the statement made in Gilboy's paper to the effect that, in foundation design, "theories assume vertical loading, whereas at the base of an embankment the stresses have horizontal components resulting in a less favorable distribution of shear. This is particularly true in rolled-fill dams * * * when heavy rolling is used * * *."

Knappen's treatment of the design of slopes does not include the effect of seepage forces and in this respect differs from the other papers presented.

Paper D 30 by Frontard, France.

The paper discusses stability of slopes. A study of the equilibrium of fill itself to the exclusion of the effect of the actions of impounded water is first made, and then these additional actions are studied in regard to the effect on stability. This paper is distinctive in that it uses a cycloidal curve for the most dangerous sliding surface. Attention is called to the progressive nature of a sliding failure.

Paper D 38 by Ehrenberg, Germany.

In the discussion of the stability of slopes contained in this paper circular surfaces are generally used to represent sliding surfaces, although the use of logarithmic spirals is discussed. The report contains the cross sections of some recent German dams.

Paper D 59 by Gilboy, United States.

A rational approach to the stability of a given foundation can be made, as suggested by Gilboy, by analyzing the stresses and corresponding strengths of a given foundation. However, such an analysis should be interpreted cautiously.

In this paper three classes of material are considered: Class A, sand; Class B, silt; and Class C, clay.

In addition, two classes of homogeneous foundations are considered: Case I, deep foundations; and Case II, shallow foundations.

Class A, foundations of sand, usually will not present any difficulties as to inherent stability and are not discussed at length. Class C, foundations of clay, drain a negligible amount during the construction period, and hence the strength of such materials must be determined by the shearing strength without consolidation. Class B, foundations of silt, drain partially during the construction period, and hence the shearing strength should correspond to part consolidation as determined from the rate of construction.

With the above differences, silt soils and clay soils are treated alike in the paper. Gilboy's resulting equations indicating the strength of dam foundations are astonishingly simple. For a factor of safety of unity, the approximate permissible loading p of a triangular dam on a deep foundation may be obtained from a transposition of Gilboy's equation:

$$S=0.256p$$

where S is the maximum unit shear in the foundation and p is the maximum unit pressure. There should be added to this approximate permissible loading an amount corresponding to the Effect A of the restraint from flow afforded by the understressed material surrounding the single point of greatest stress. There should be subtracted from this loading an amount corresponding to the Effect B of unfavorable distribution of shear due to the disregarded horizontal components of the loading.

For shallow foundations his corresponding equation is:

$$S=Rp$$

where R is the ratio of the depth of the foundation to the base width of the dam. R is limited to 0.256 as a maximum. There should be added to the approximate permissible loading an amount corresponding to the Effect C of the restraint from flow afforded by the understressed material beyond the limits of the base of the dam, since the derivation of the equation neglects it. An amount corresponding to Effect B, previously described, should be subtracted in this case also.

Unfortunately none of these Effects A, B, or C are determinate. For many cases the positive Effects A or C will equal approximately the negative Effect B, so that the equations may be used if a reasonable factor of safety is applied. However, for heavily compacted

rolled-fill dams, Effect B will predominate and a more liberal factor of safety would be required. No specific recommendations for factors of safety have been given, nor is it possible to do so since, as he states, "the methods now available are only approximate, and their use should be tempered with judgment."

Photoelastic methods have checked the elastic equation proposed for deep foundations. However, this should not be considered conclusive, because the properties of the ideal theoretical material are probably more closely duplicated in the test than by the soil. He considers the verification "at least a helpful indication."

Paper D 22 by Mononobe, Takata, and Matumura, Japan.

The results of a theoretical analysis of the seismic stability of earth dams and a comparison of this analysis with the results of experiments on models are presented. The experiments were corroborative of the analysis except for small models. The results of seismic prospecting of four existing dams to obtain the modulus of rigidity are shown. These tests indicated the elastic properties of the dam by measuring the velocities of propagating waves produced artificially.

Paper D 64 by Pagliaro, Italy.

This paper is concerned with a very general discussion of the factors affecting stability of earth dams. Pagliaro first calls attention to the fact that, for cohesive materials, the safe slope decreases as the height of the dam increases. He recommends a gradually decreasing slope from the top toward the base. He gives a list of 92 dams showing, for each, the height and the inclination of the upstream face. Data are given of the top width of existing dams, the thickness of the section at water surface, the freeboard, and also the average observed ratios of the area of the section to the square of the depth of water for dams of various heights. There is given a list of 21 laboratory tests which may be made on materials for earth dams, some of which are considered speculative only. Eight of these tests are listed as being of the most importance and are briefly described. The paper ends with a discussion of the suitability of materials for dams.

Paper D 41 by Myslivec, Czechoslovakia.

In this paper is given a list of the seven tests made in the laboratories of Prague to determine the properties of soils to be used in dams.

It is the practice of the author to compact the materials in the dam at any elevation to an extent such that subsequent additions during construction will not cause settlement. To accomplish this, confined saturated consolidation tests are made to determine the volume of voids corresponding to different pressures. To avoid settlement, the soil should be compacted in the dam at any place to the "natural volume of voids" corresponding to the pressure which will exist at that point after the dam is completed, or to a volume of voids which will be smaller.

In order to reduce expense of construction, each layer in the dam is rolled throughout to a natural volume of voids corresponding to the maximum pressure which will obtain on that layer, so that the edges of the layer are over-rolled. Soil in the dam must not only be

rolled to the natural volume of voids as hereinbefore described, but care must be taken that the rolled soil is sufficiently watertight.

Paper D 16 by Brodowski and Jeuch, Switzerland.

This report fully describes and illustrates 18 large earth dams built by Swiss engineers. These dams have so far completely sufficed for their purpose. However, in some instances, it has been pointed out, more attention should have been paid to watertightening the foundations.

POINTS FOR DISCUSSION

1. What is considered the necessary factor of safety to be applied to the stability of slopes of dams

(a) By the most dangerous sliding surface method

(b) By the mathematical analysis

bearing in mind that the first deals with average stress and the latter with point stress as mentioned heretofore?

2. Gilboy has stated that the factor of safety to be applied to foundation problems is mostly a matter of judgment. Is it possible to consolidate the factors affecting the choice of a factor of safety, or at least to standardize on a minimum?

3. Particular attention has been paid to the determination of the shearing stresses in foundations, in both the elastic and the plastic state. Should the factor of safety under these two conditions be determined by the strength of the material shown by undisturbed or remolded tests, or what combination thereof is recommended?

4. In the case of shallow foundations, is it desirable to compute the factor of safety also with regard to the stresses in the elastic state, as proposed by Jürgenson?¹

5. What caused the failure of the foundation described by Knappen (D 56)? Was the failure the result of a change in foundation stresses due to increased rigidity of the dam, or to the direct horizontal pushing action of the rollers to which he attributes it?

6. Chugaev has shown that, where the "maximum value of the capillary rise" is sufficient to saturate the entire dam above the phreatic line, a heavy rain will destroy the menisci at the surface and cause the capillary water to lose its capillary properties and set up active seepage flow forces which are in addition to the forces usually considered in designs. This would have the same effect as though the dam were entirely submerged and the submergence eliminated instantly to head- and tail-water levels. In those cases where the capillary rise is only partial, will rain have a similar effect to the extent of the actual capillary rise?

7. Referring to the writer's report on Myslivec's paper, would it be practical to reduce the amount of compaction toward the edges of each layer, instead of compacting each layer uniformly throughout, in order to provide a density at all points in the dam corresponding more closely to the actual loading?

8. Referring again to the Myslivec paper, under what condition is watertightness a criterion in determining the amount of necessary compaction in dams?

¹ July 1934 *Journal of the Boston Society of Civil Engineers.*

INDIVIDUAL SUMMARIES OF QUESTION VII

(D 16)

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS

BRODOWSKI AND JEUCH, *Switzerland*

This report describes and illustrates by drawings 18 large earth dams which have been built in Switzerland and abroad with the assistance of Swiss engineers. It takes into consideration the dimensions of the dams, the material used, the kind of construction, and the experiences had since the beginning of operation. The dams described are divided into three main categories: Dams for flood control, dams for water storage and for canals of riparian power plants, and finally dams for high-head power plants. For the first two categories absolute impermeability is not as important as for the third, where large water losses would cause considerable damage to the plants and where a possible break of the dam would bring about great devastation and enormous material losses for the plant owners. From past experiences it appears that all these dams have so far completely sufficed their purpose, that they function satisfactorily in every respect and that there would be no reason for selecting new methods of construction in erecting new dams. However, it might be stated that in some instances a little more attention should be paid to the watertightening of the underlying soil, when permeable soil foundations are used.

(D 20)

PROBLEMS CONCERNING STABILITY CALCULATION OF EARTH DAM ON MOVEMENT AND ACTION OF INFILTRATING WATER

TAKATA AND KAMBARA, *Japan*

In calculating the stability of an earth dam with reference to the infiltrating water therein, one should clarify the infiltration formation, or the distribution of the pressure of the infiltrating water, together with percolation flow conditions, paying especial attention to the phenomenon of percolating water near the downstream toe.

Part I. Movement of Infiltrating Water Through the Earth Dam and Distribution of the Water Pressure in It.

The result of experiments on the movement of water in the body of an earth dam, performed on a sand model 0.8 m high, upstream and downstream side slopes 1/3, shows us that the flow conditions thus observed differ somewhat from those presumed under the conventional conception, the basing of the computation on the obtained line of saturation. According to the conventional conception all movements of leakage water were assumed to take place only below the line of saturation, whereas the results of the model experiments demonstrated that some flows cross the line of saturation, not as an extraordinary local phenomenon, but as one affecting all stream flows below that line.

Such extraordinary conditions are due to the capillary action, drawing the water up from where it flows again; this phenomenon must be considered when determining the infiltration distribution.

*Part II. The Action Upon a Dam Body of the Infiltrating Water Pressures in It.*¹

At the First Congress on Large Dams, the author discussed briefly the theory of the action upon a dam body of the infiltrating water pressures in it as a supplement to the question 2b. In connection with the question "Calculation of the Stability of Earth Dams", the author considers the application of the above theory most appropriate, and an attempt has been made to carry the discussion further, somewhat in detail.

The procedure is to measure first of all the pressure of the infiltrating water in the earth dam body, or its model, by means of piezometer tubes, and then to study the action of water pressure upon the dam body from the equal water pressure surfaces obtained by the process.

Let us consider in an earth dam a certain volume of earth impregnated with infiltration water. Besides its own weight, which is a vertical force, there is a hydrostatic pressure which creates a force in a certain direction, so that the effective weight, the resultant of the weight and the pressure, may have different values and different directions. How shall we treat the impregnating water in this volume, being considered as a submerged body in the surrounding water? In the same way as the mass of earth; its absolute weight is a vertical force but the resultant force is not necessarily zero (as would happen if the infiltration water were in a static state) but it may have different values and different directions. Besides, the infiltrating water, because of its slow flow, transmits the pressure to which it is subjected as well as its reaction in another direction. That reaction is the same for both the earth and the water with which the earth is impregnated, and both may be looked upon as constituting only one body when treating problems of water pressure in earth dams.

Results of this study inform us that the action of infiltrating water pressure upon dam bodies is governed by the following laws:

(1) Whether equal water pressure surfaces are horizontal or slanted, whether they are parallel or not, and whatsoever kind of curved surfaces they may make, the part of the dam body bounded by those surfaces is pushed perpendicularly to the bisector surface of those two equal water pressure surfaces, with the intensity of the pressure difference of those two equal water pressure surfaces, from a high pressure part toward a low pressure part. A certain definition is given for the bisector surface mentioned herein.

(2) If the space between equal water pressure surfaces is taken extremely small, compared with their curvatures, the water pressure on the bounded part can be considered as acting from a high-pressure part towards a low-pressure part perpendicularly to the equal water pressure surfaces.

The earth dam, as a rule, consists of pulverulent bodies or loose materials, and if a certain part is made unstable by any cause, especially by water pressure, there is some danger of rupture. Therefore it is an important matter to determine the stability of each part of the dam body, the part which is pushed by the difference of water pressure of infiltrating water before and behind. The greater the water-pressure difference in a part, or the more crowded the equal water pressure surfaces in a part, the more force it receives. Hence it is very important in the case of the earth dam to construct it so that equal water pressure surfaces are crowded on the upstream side or around the puddle core, that they are not crowded on the downstream side, especially near the downstream face, or what is better, to construct it so that they do not even extend there.

¹ *Congrès des Grands Barrages, vol. IV, question 2b, p. 361.*

SEISMIC STABILITY OF THE EARTH DAM

MONONOBE, TAKATA, AND MATUMURA, *Japan*

With a view to studying the seismic stability of earth dams, the period of free vibration and the magnitude of the seismic force exerted at various points in accord with the seismic vibration were theoretically estimated, on the assumption that an earth dam may break under vibrations along shearing lines.

The experimental investigation with an agar-agar model of a dam justified the result of theoretical study, while the experiments with a sandy clay model did not give satisfactory results due to the small size of model.

In view of the seismic stability of earth dams depending largely upon the modulus of rigidity of embankments, the moduli of rigidity were determined by seismic prospecting on four existing earth dams.

The results are summarized as follows:

1. The earth dam whose materials have a low modulus of rigidity is in a danger of resonating with the seismic motion in the case of earthquake. To assure its seismic stability therefore it is advisable to increase the modulus of rigidity of materials. In designing a masonry dam in Japan, it has been heretofore assumed that the same degree of seismic force affects both the top and the base; this assumption is now ascertained to be correct by theoretical calculation.

2. The results of seismic prospecting show that the modulus of rigidity of the embankments of four dams is somewhat less than 300 kg/cm². Hence these dams with height of about 30 m are in danger of resonating with the seismic motion when the latter has a period of some 0.6 second.

3. When the earth dam is constructed of materials having a low modulus of rigidity, its top would be subject to a seismic force two to three times stronger than its base.

4. When the core wall has an excessively greater modulus of rigidity than that of the surrounding soil (in such a case as one constructed of reinforced concrete) there is a danger that it may be more strongly affected by the seismic force than would be the earthen embankment.

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS

FRONTARD, *France*

In this report the study of stability of earth dams is divided into chapters:

(1) A study of the stability of the fill itself, without regard to the filling up of the reservoir, as if it were the case of an ordinary fill;

(2) A study of the modification brought to that equilibrium as a result of the special actions of the impounded water.

In the first chapter it is shown that the breaking of a solid mass does not occur simultaneously at every point of a given surface; in reality the break starts at first along an infinitely small part of the plane, and it is only later and gradually that it develops along the surface of rupture finally observed.

There are established very general formulas giving for flat slopes the differential equations of the sliding lines defined, in function of the two variable parameters (α) and (j) (the former being the angle formed by the tangent to the sliding line and by the pitch line of the slope, the latter being the angle formed by the resultant of the strains applied on a plane element parallel to the slope and by the perpendicular to that plane).

It is deduced, therefore, that the slides at the plane slopes, presenting a gradient (i) superior to the internal friction angle (φ) of the cohesive material of which they are made, take place along cycloidal curves, not only in the particular case where the Rankine equilibrium state would exist in the immediate neighborhood of each element of the sliding curve near the stage of rupture, but also in the case, much more general, where the resultant of strains applied on plane elements parallel to the free surface would be simply presumed to offer, in the same zone, a constant direction, represented, therefore, by a constant value for the angle (j).

It was shown that the flows extending above a predetermined height for the Rankine equilibrium regimen (i. e., for the particular value $i=j$ of the cycloidal slides) present a grave danger of caving in, and this danger becomes a certainty in these two extreme particular cases, when $i=\frac{\pi}{2}$ and when $i=\varphi+\epsilon$ (ϵ infinitesimal $\varphi\neq 0$).

There are established then two formulas which define another law concerning dangerous heights giving larger figures except in the two extreme cases above mentioned, and corresponding practically to a certainty of caving in, even in the case of an equilibrium regimen different from that of Rankine.

In the second chapter it is shown that the downstream slopes of earth dams may—provision having been made for an inexpensive drainage system suggested with reason by Mr. deVos—be computed without regard to the effect of the impounded water, the above formulas being also applicable to them; but the same is not true for the upstream slopes.

These upstream slopes are indeed subject to particularly dangerous conditions which are difficult to reckon by the usual means of measure; i. e., the permanent hydrostatic pressures due to the infiltrating water in the capillary voids of the earth, which pressures temporarily modify for the worse, during the reservoir drainage period, and later, the intensity and the direction of the resultant strains applied to the solid material at every point of the fill.

Therefore the critical height which can be given to the upstream slope of the fill of a dam is decidedly lower than that applicable to an ordinary slope made of the same earth assumed to be placed by identical processes.

The reduction of height should be more accentuated when the fill has slopes of greater pitch, made with a less porous core, and when the operation of a dam is foreseen with rapid drainage following long periods when the water level has remained at its maximum height.

In the worst hypothesis, the reduced dangerous height may, it seems, be computed with a satisfactory coefficient of security by means of formulas in which the flows (c) and (φ), obtained by laboratory experiments on the cohesion and friction angle of the earth used, have been replaced by the fictitious flows

$$C' = C \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ and } \varphi' = 0.$$

These formulas give results true enough, particularly in the case of the application to French dams for which slides have occurred on the upstream face. The requirement of these formulas may be considered less strictly in the case of dams made with material less argillaceous and having slopes of lesser pitch. An experimental determination of the resistance coefficients which are, in such a case, to replace the fictitious values (C') and (φ') given above, should be made on test bodies, which would be subjected to the usual resistance tests immediately after the application of the compression strains, without giving time enough for the excess water to come out, as is generally done.

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS

EHRENBERG, *Germany*

The weight per unit volume and the specific shearing resistance are especially important in the calculation of earth slopes and earth dams. These have therefore been treated in detail. The weight per unit volume is dependent upon the percentage of voids and on the moisture content. The shearing resistance of the soil, as determined by experiment, depends essentially upon the method of carrying out these experiments. Especially in the case of well-bound soils one must apply the load sufficiently long to allow the moisture content of the sample to adapt itself to the existing stress. Only in this manner may the influence of stressed ground water be avoided in the experiments.

In the following chapters the stress distribution at particular points of an earthen body, and also in horizontal and vertical sections of a homogeneous, symmetrical body of triangular form, are discussed.

There follow short explanations of the positions of the sliding surfaces in coherent and cohesive soils. Circular surfaces are generally used to represent these sliding surfaces. Position and form are altered several times in order to determine the least satisfactory sliding surface. The ascertainment of the value $\mu = \text{tg} \rho$ (friction coefficient) and k_s (cohesion), required for the maintenance of equilibrium is shown. The curves for pure cohesion and cohesion and friction given by Fellenius are condensed into a system of curves, so that the use of these curves is simplified.

The use of logarithmic spirals as sliding surfaces is discussed and a formula is given with which, when the surface position and angle of friction are known, the cohesion required for equilibrium may be determined. The action of the water as normal force on the sliding surface is not as easy to calculate with these surfaces as with the circular surfaces.

There then follows a short discussion of the safety factor. The safety factor $\eta = \frac{\mu \text{ existing}}{\mu \text{ required}}$, already suggested by Fellenius, has been given preference here.

In the calculation of dams the static effect of the water on the dam is briefly discussed. The proof of the stability of the various dam members, arranged with the packing layer on the upstream side, is described.

Dams with an inside packing have either only one clay core or are arranged with a concrete or sheet-iron wall behind the clay core for the main purpose of preventing a washing away of the clay particles. The proof of stability of the downstream and upstream slopes of these dams is also described. An attempt has been made to determine approximately the demands made upon the core structure on a basis of the examination of stresses in homogeneous, symmetrical dams as given in the first part. Since the earth pressures inside the dam are undetermined, as long as sliding does not take place, only assumptions can be made which the real conditions merely approximate.

At the close of the report the cross sections of some important dams which have been carried out in Germany recently are presented.

APPROXIMATE DETERMINATION OF STABILITY OF EARTH DAMS

CHUGAEV, *U. S. S. R.*

After indicating that earth dams differ from other structures built of earth in that their soil is subjected—in addition to forces of gravity—to forces caused by

the presence of percolating water, the writer proceeds to the explanation of the following items:

Paragraph 1 contains a general description of the nature and origin of the so-called forces of percolation, acting upon the skeleton of soils.

In paragraph 2 it is noted that forces of percolation may cause two types of failure in the skeleton of a soil: (a) The "blow-out", and (b) the "scouring." In connection with this, the following forms of dam failure are possible: (1) "General failure" of the slopes of the dam; (2) "local failure" of the slopes, and (3) "scouring" of the soil skeleton.

Paragraph 3 contains a description of possible types of percolation flow: (1) Steady percolation flow; (2) unsteady flow (in case the soil is incompressible), occurring for instance when the water level in a reservoir falls rapidly, and (3) unsteady flow (in case the soil is compressible) resulting from the compression of the soil pores.

In paragraph 4 it is emphasized that the methods of computation described below refer to cases of "general failure" of slopes (and only to two first types of percolation flow). These methods are based on the well-known proposition made by Petersen (circular cylindrical surfaces of sliding).

Paragraphs 5, 6, 7, 8, and 9 contain a description of computation methods proposed by the writer for the determination of the stability of slopes in various cases, when the soil is subjected, in addition to gravity, to the action of percolation and capillary forces. The lines of equal head h are plotted in a special manner, by means of the electrical analogy method proposed by Prof. N. N. Pavlovsky. For the determination of the field of forces, acting in the soil saturated with water, the proposition of the above mentioned author is used, referring to equipotential lines Φ of the field of "resultant" forces, whereby the "resultant" force is meant the resultant of gravity, uplift and percolation F . For the sake of simplicity, actual lines of Φ are replaced by straight lines; in connection with this, the field of forces considered may be characterized by parameters γ_0 and θ , where γ_0 is the specific average value of "resultant" forces, and θ the angle defining the average direction of the "resultant" forces. Knowing the values of γ_0 and θ and using the same assumptions, which are usually accepted in the design of "dry" slopes it is possible to write for a given slope a formula expressing the coefficient of safety β against sliding (with respect to a certain, arbitrarily given, circle of rupture).

(D 40)

STABILITY CONDITIONS OF EARTH BODIES AND THE ANALYSIS OF SLOPES AND FOUNDATIONS OF EARTH DAMS

IVANOV, *U. S. S. R.*

This paper is a presentation of the principles involved in the study of the stability of earth dams, under the assumption that sliding takes place along cylindrical surfaces with circular sections.

General values for the coefficient of earth stability are given in relation to the component forces acting on the sliding section.

However, in contrast to the methods advocated by Hultin, Krey, Fellenius, and Terzaghi, who solve this problem by the graphoanalytical integration method, and who thereby obtain the total normal strain acting on the sliding surfaces in the form of a scalar, the author proposes to express this force in the form of a vector.

It is up to experimental research to determine which of these two interpretations is best.

However, in the usual practical cases, the differences between friction forces obtained by these two methods is so small that, even if this author's interpretation should prove to be erroneous by experiment, the extreme simplicity of his method and the possibilities which it presents for a general solution would still render its use advantageous.

A formula is given to establish a minimum coefficient of stability in all cases where this determination is necessary.

However, because of the special questions to be discussed at the Congress, the analytical processes have been submitted for only the following cases:

1. Dry slopes of arbitrary form subjected to the action of an arbitrary system of forces.

2. The upstream and downstream slopes of earth dams subjected to the action of an arbitrary system of forces, including the hydrodynamic pressure of water.

3. Foundations of earth dams subjected to the same loading conditions as in 2.

The paper also includes a description of the procedure to be used in solving any given case encountered in practice.

(D 41)

ROLLING THE SOIL IN DAMS

MYSLIVEC, *Czechoslovakia*

The stability of an earth dam depends both on the settling of the soil in the dam and on the settling of its foundation. In order to prevent the soil in the dam from settling, it is necessary to roll it to a natural volume of voids corresponding to the pressure occurring in any point of the dam. The maximum pressure is therefore computed for each point in the dam and the natural volume of voids is determined by testing samples of the given soil saturated with water. After the sample of soil is compressed the volume of voids corresponding to each pressure is ascertained.

The soil in the dam is then rolled in such a manner that the volume of voids required at each point of the dam is obtained. The roller for rolling the soil should for other reasons exert a pressure of 1.2 kg/cm² or more greater than the expected maximum pressure in the dam. The soil which is rolled to a natural volume of voids or to a smaller volume of voids does not settle. For this case a factor of stability of $\alpha=1.2$ is sufficient. But if a settling of the dam in the foundation takes place, the factor of stability must be increased correspondingly.

(D 47)

CHARACTERISTICS OF MATERIALS USED IN EARTH DAM CONSTRUCTION—STABILITY OF EARTH DAMS IN CASES OF RESERVOIR DISCHARGE

MAYER, *France*

In the present report are given the results of laboratory tests on samples from a certain number of French dams, chosen from those to which accidents have occurred during the past 50 years. The materials were found to be such that if the formulas laid out for dimensioning earth dams could be correctly applied, the stability of these dams would never have been questioned. Experience showed, however, that all the accidents under survey had occurred after rapid drainage of the reservoirs, so that they all seemed caused by the release of water confined within the dam. From this it was possible to compute the water level below which a rapid drainage of the reservoir was liable to endanger the dams. The

results obtained were verified in various cases studied to date. In one particular case in which the draining of the reservoir was made slowly, the accident happened later than had been computed; had the draining been rapid, the accident might have happened much sooner.

It appears that a study of the conditions of stability of a number of French earth dams would show that they would not offer effective resistance in case of rapid and complete drainage. In the systematic survey, now in hand at the request of the French Committee on Large Dams, the critical water level will have to be computed for each case and the service concerned advised that draining operations below that level ought not to be undertaken without due care.

It also appears possible to avoid accidents due to the too-rapid lowering of the water level, by loading the foot of the dam with permeable materials such as rock.

All these indications, however, represent nothing more than the outline of a general theory on the stability of earth dams; the hypotheses on which the computations were based have been stressed throughout this survey. It has been constantly assumed that the draining was instantaneous and that the phenomenon was observed the moment after the lowering of the water level in the reservoir. What happens when the draining, instead of being rapid, is progressive? What is the relation between the variation of the internal pressure and the time and rapidity of the discharge? What in this case is the influence of the capillary tensions inside the dam? These questions cannot be answered at present. It is hoped, however, that they will be solved in the course of future research.

(D 48)

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS

FELLENIOUS, *Sweden*

The writer refers to the methods of calculation with the assumption of circular cylindrical sliding surfaces by I, pure cohesion, and II, combination of cohesion and friction.

I. The calculation with the aid of the equation of equilibrium for the turning movement is shown. Further, a diagram for ascertaining the degree of cohesion necessary for different angles of slope and some typical sliding surfaces are given. The limit of height possible for a given slope is then obtained.

II. An approximative formula for this case is given and a graphical method of calculation is shown. Moreover, a systematic investigation intended to arrive at a general result is referred to. This is based on the fact that the graphical constructions at a certain angle of slope in slopes of different heights are exactly uniform, on the assumption that values of cohesion are proportional to the corresponding heights of the slopes. In all cases herein considered it is assumed that the slopes are on the border of equilibrium.

The two cases of an earth dam, with layers having different properties, are treated on the basis of different assumptions concerning saturation. It is demonstrated that for this dam the cohesion and friction needed are about 50 percent greater when the dam fill is saturated than when the upstream side of the dam is watertight.

Finally, methods and calculations for determining the degree of security are dealt with. In this connection, some reflections are made concerning the "instability factor," which is supposed to be gradually becoming unnecessary.

Special consideration must be given to the difference between undisturbed and disturbed samples of earth, also the differences in results of tests made rapidly or slowly for the shearing resistance to various normal pressures.

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS

JONSON, *Sweden*

This paper deals with the stresses in triangular embankments of homogeneous soil under the load of their own weight and full water pressure. The Mohr theory of rupture is supposed to be valid for soil, i. e., $\tau_{nv} \leq \alpha + \beta \sigma_n$.

Three types of soil are considered, viz, type A when $\alpha=0$ and $\beta=\text{constant}$; type B, when $\alpha=\text{constant}$ and $\beta=0$; type C, when α and β are constant or variable.

All soils seem, according to tests, to belong to type C, but calculation is facilitated if the ideal type A is first investigated.

By use of stress functions of the form $F=r^{m+2}\Sigma[A_n \cos n\varphi + B_n \sin n\varphi]$ a method is given for finding the state of stress in earth, type A. As the deformations are not taken into consideration, the solutions found are not unique, but give as boundaries a maximal and a minimal value, between which the real value is to be found. (Compare "active" and "passive" earth pressure.)

The common Rankine formulas are found to express the stresses in a special case, but the method given above is more general, and can be used even in cases where the Rankine formulas are not applicable. Some examples show the computed state of stress in embankments under the load of their own weight and full water pressure. Some of the computed values are compared with tests.

Calculation of the stresses in earth, types B and C, can be made along similar lines, but in application to embankments a more easy, approximate method is given.

There is—so far as the examples go—no need to worry about the stability of a triangular homogeneous embankment under loading by water, on condition, however, that the slopes are not steeper than the angle ρ in humid or saturated earth.

The angle ρ may, in the ideal type A, be taken as the angle of repose, but when earth type C is considered—i. e., practically every kind of earth—the value of ρ must be determined with due consideration to the critical line of Mohr. To arrive at the required margin of safety, the angle ρ must be chosen less than the theoretical value above. Further, the common practical rules must be considered, viz: The embankment must not be triangular with a sharp edge at the top, but have the top flattened. The high-water mark must not reach the top, as overtopping spells catastrophe. Precautions must also be taken against possible risk of wash-outs.

The considerations presented above bear relation to the embankment proper. The underlying ground, however, must also be stable under the load of embankment and water.

An investigation of the state of stress in the ground is more complicated and is not treated in this paper, with the exception of some arguments respecting the term "factor of stability" having special reference to the stability of the ground.

CALCULATION OF THE STABILITY OF EARTH DAMS

KNAPPEN, *United States*

The problem is defined as one requiring information on the geology of the site and the materials available. An analysis is outlined of the forces acting on an embankment with their resulting stresses and the resisting strength of the materials in the structure.

General classification of soils is first discussed, with recommended tests listed. Second, classification and testing of soils as structural materials is outlined. Third, a method of anticipating the condition of materials in the proposed embankment and preparing test samples is advanced.

Wave action is discussed and formulas for wave height and velocity are given. A method of calculating freeboard is outlined and the design of slope protection discussed. The determination of equipflow and equipotential lines and the calculation of stability against piping is outlined. Formulas are given for the design of blankets and the calculation of seepage for embankments on previous foundations.

A general solution is developed for the Swedish geotechnical method of determining slope stability and a photoelastic method of analysis for embankment stresses with the accompanying stability analysis is developed and compared with the Swedish geotechnical method. A formula is given for the calculation of the stability of hydraulic-fill dams and an application of this formula to the design of dry-placed cores by the use of the Swedish geotechnical method is developed.

Illustrations of the movement of embankments due to internal forces set up during construction are cited and the methods of design to avert such a condition are outlined.

The function of such special measures as cut-offs, core walls, impervious facings and filters and drains are discussed. Methods for the calculation of their stability and effectiveness are suggested.

Finally, the relation of embankment design to structural foundation analysis is discussed.

(D 58)

PROPOSED METHODS OF CALCULATING THE STABILITY OF EARTH DAMS

MAY AND BRAHTZ, *United States*

Instead of segments of finite width as employed in the Swedish method of analysis of the stability of earth slopes, Mr. May introduces in part I the concept of segments of infinitesimal width. The integration of the forces exerted on these segments is performed graphically with the planimeter by obtaining the areas under curves representing the forces. The curves of forces are readily constructed from values obtained at a few points on the section.

The effects of hydrostatic pressure on the forces exerted on the circular arc under consideration are evaluated. These forces are also integrated with the planimeter. Before solving for the total shearing strength along the arc, this "uplift" is subtracted from the total normal pressure found from the saturated weights of the materials.

In part II Dr. Brahtz first gives a general discussion of the concepts involved in a point-to-point stress analysis including the effect of internal liquid pressure. The unique solution of the problem is discussed, but only a practical solution is presented with certain conservative assumptions. The boundaries are considered free of stress, and lateral action (arch action) is injected into the structure by introducing a "compaction factor." Stress functions are employed in the analysis, which comprises two critical cases: (1) Dam and foundation with empty reservoir after a rapid draw-down, and (2) full reservoir with ultimate saturation. A safety factor is defined, based on the usual criterion of failure in shear. Empirical formulas for slopes are presented and a proposed method of procedure in design and analysis is outlined in some detail. Examples of application are included.

STABILITY OF EMBANKMENT FOUNDATIONS

GILBOY, *United States*

Embankments constructed on yielding foundations often subside considerably due to lateral displacement of the supporting soil. The phenomenon is essentially a failure in shear, and is to be anticipated whenever the shearing strength of the foundation material does not compare favorably with the shearing stresses induced by the superimposed load. Hence, analyses of the induced stresses and tests of the physical characteristics of the foundation material are essential to rational design.

Approximate values of the stresses can be obtained by mathematical computation and by photoelastic studies on models. The two methods agree closely for comparable conditions. The photoelastic method is especially helpful in studies of irregular sections, which are difficult to compute.

For a symmetrical triangular embankment on a layer of weak soil, mathematical analysis leads to the following rough rule: The shearing strength of the layer should exceed the smaller of the two values—(a) One-quarter the maximum pressure; or (b) the maximum pressure multiplied by the ratio of thickness of layer to base width of embankment. This rule is based on vertical load. If large horizontal components exist, as in a heavily rolled dam, a substantial allowance must be made.

Determinations of shearing strength must include not only measurements of the initial strength of the foundation but also studies of the rate at which the strength will increase under load. In many cases a foundation initially incapable of supporting the load will build up adequate strength if the rate of construction is sufficiently slow. In the first case to which the writer applied these principles, a highway embankment failed due to too rapid construction, but after a period of rest the work was completed without difficulty.

Consolidation tests furnish a means for estimating the rate of increase of strength, and also for predicting the probable rate of settlement due to direct compression. Measurements on earth dams now under construction show remarkable agreement with predicted settlements.

Studies of three levees, which, after an initial subsidence, were made stable by widening the bases, show that if shear analysis had been applied the deficiencies of the original designs would have been apparent.

STABILITY OF EARTH DAMS

PAGLIARO, *Italy*

The stability of an earth dam depends on all its dimensions and on the structure as a whole.

As unfortunately some data which determine the profile of the dam are lacking, we conform to other works already constructed, which have been entirely satisfactory.

The different theories of stability of the downstream slope are briefly examined here, pointing out the discrepancies with reality.

Making a first hypothesis, that of not relying upon cohesion, the slopes of a mass of earth would be arranged according to the earth's natural slopes, which are very well known.

But we must also take into account two facts—the deleterious action of rain, frost, and sun, and the height of the slope. In fact, the slope gradient is also

controlled by the height as the cohesion begins to function. Therefore, the higher the slope, the lesser is its gradient.

Existing dams, having a height from 25 to 50 m, have the downstream slope inclined from 2 to 2.5 horizontal to 1 vertical.

Besides the elements which operate on the downstream slope, we must consider the action of the reservoir water on the upstream slope.

If we disregard cohesion, excessively flat gradients would be obtained, therefore, it is necessary to take it into account. In case the block tending to slide could be considered as a prism, very simple analytical expressions would be obtained between the generic height of the slope, the critical height, the cohesion coefficient, the angle of repose of the soil, and the gradient of the face of the dam. Thus we may construct the "profile" of the slope for a uniform stability.

But this calculation is only indicative, and it would not be very wise to employ it for determining the inclination of the slope.

From an investigation made on many dams already constructed, we point out that for dams having a height from 25 to 60 m, the upstream slope has an average slope of 3:1; for inferior height, from 2.5 to 2:1.

There are no rules to determine the minimum thickness at the top. For dams having a height of more than 20 m, a thickness of 6 m has been fixed; for dams less high, a minimum of 3 m has been used.

With regard to the freeboard, we note that for dams higher than 30 m the freeboard is from 4 to 5 m, while for dams having a height of 20 to 30 m the freeboard is from 2.50 to 3 m.

Finally some references are made to the rational method of profile determination, taking into account the lines of saturation.

We have quoted 21 investigations of soil properties. We consider it better to arrange these investigations in the order fixed by the Congress on Large Dams, held in Stockholm in 1933.

In Italy, devices are used for determining the coefficients of friction and cohesion.

In Italy for determining also the coefficient of permeability, some sufficiently exact instruments have already been constructed. They are located near each earth dam under construction.

We point out that the degree of compressibility assumes different values whether the sample is free or not to expand laterally.

The eudiometrical diagrams and the phenomena of compression are mentioned.

A brief sketch is also given of the specific weight of the dry material.

Contrary to practice, the water content merits special attention. The settling of a great American dam, constructed by the hydraulic-fill method, may have been caused by the large quantity of water which remained in the mass of the dam.

Mechanical analysis, with reference to the constituents of the soil, has lost much importance today. On the other hand, it is very important for the fine elements; that is, for sand and clay.

In Italy, we attach great importance to the percentage of clay and sand, because it is very well known that there is an adjustment between sand and clay, according to which the grains of the latter penetrate the grains of the former, thus preventing the phenomena of swelling and contraction, characteristic of clay. In Italy, this principle has long been known and at all times has been successfully applied.

Normal consistency has no special value by itself, although there is a ratio between it and the earth's resistance to sliding.

As to the Atterberg limits the investigations are, to a certain extent, useful, but it is necessary to complete them.

The first criterion is to carry out more decisive investigations.

First of all it is necessary to make an organic investigation of the soil to be employed. Then the clay content and its proportion to sand must be observed.

At the same time the coefficients of friction, cohesion, and impermeability are determined. If this first group of researches is satisfactory, we can continue with the above-mentioned investigations. The first group of investigations is carried out in the laboratory existing, since 1930, in the vicinity of each Italian dam under construction.

For all investigations a well-fitted central laboratory should be required in order to obtain all the decisive information necessary to adapt the compositions of the soils to the several parts of the dam.

Rapports Généraux

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

CIMENTS SPECIAUX

Rapporteur Général: J. L. SAVAGE

Chief Designing Engineer, U. S. Bureau of Reclamation

CONSIDERATIONS GENERALES

Le ciment portland, tel qu'il est fabriqué par la plupart des usines du monde conformément aux spécifications adoptées pour standard dans beaucoup de pays, a été employé depuis plus de 50 ans dans la construction des barrages en béton. Pour répondre aux demandes de la plupart des industries faisant usage de ciment, la tendance vers le développement du produit normal s'est manifestée dans la direction d'une plus grande résistance initiale et, par suite, d'une plus haute chaleur d'hydratation. Cette tendance, combinée avec les taux rapides de construction dans les années récentes, a mis en lumière les désavantages du ciment portland standard pour la construction des grands barrages en béton. Un exemple de ces désavantages se trouve dans les températures extrêmement hautes qui provoquent la fissuration très importante observée dans beaucoup de barrages modernes en béton et la désintégration de beaucoup d'autres barrages, au point que certains doivent être remplacés ou réparés sérieusement après une période relativement courte.

Au cours des années récentes, l'attention a été attirée sur la fabrication d'un certain nombre de ciments spéciaux pour des emplois particuliers, ce qui a activé la recherche d'un ciment convenant mieux aux constructions massives hydrauliques. Les propriétés exigées de ce ciment sont énumérées dans les rapports de Forsén (Suède); Halcrow et Lea (Grande-Bretagne); et Savage (États-Unis), comme étant:

Dégagement de chaleur.....	Aussi bas que possible.
Temps de prise.....	Long, de façon à permettre la mise en œuvre d'une grande quantité sans trop de durcissement.

[TRADUIT DE L'ANGLAIS.]

Maniabilité.....	Bonne, diminution de la séparation d'eau ou de la ségrégation.
Résistance du béton.....	Élevée après 90 jours avec une résistance initiale suffisante pour convenir aux exigences d'un enlèvement assez rapide des coffrages.
Densité et résistance à l'eau..	Bonne.

Les qualités principales semblent être les suivantes: Le ciment doit avoir une basse chaleur d'hydratation, une haute résistance à l'action des eaux agressives et d'autres agents de désintégration, et peu de tendance à la fissuration. Les laboratoires du monde entier ont concentré leurs efforts sur l'acquisition d'une meilleure entente des facteurs affectant l'élévation de la température, la perméabilité, la résistance, le temps de prise, la maniabilité, le retrait et l'extensibilité des ciments et des bétons. Ces données une fois connues, il serait de spécifier des ciments dont les défauts pour les constructions massives soient réduits au minimum. Le résultat direct de ces travaux intensifs a été la fabrication, aux États-Unis et en Suède, des ciments portlands à faible dégagement de chaleur. La composition mixte du ciment a été trouvée hautement significative. D'autres recherches ont conduit à l'étude et à l'adaptation pour la construction des barrages des ciments portland-pouzzolanes faits de pouzzolanes naturelles ou artificielles de grande variété, et d'un champ d'utilité très étendu. L'emploi du béton dans les barrages de Norvège, sujet du rapport de Baalsrud et Friis (Norvège) où sont décrits la dissolution et l'entraînement de la chaux du béton par les eaux acides de ce pays, et l'expérience des constructions soumises à l'action de l'eau de mer, ont encouragé les études de la fabrication des ciments résistant à cette action.

Les types de ciment étudiés et employés dans les différent pays, et ayant fait l'objet de rapports par les divers auteurs sont les suivants:

Ciments de haute résistance première: décrits dans les rapports de Davey (Grande-Bretagne), Fujii (Japan), et Savage (États-Unis).

Ciment portland standard: Mentionné dans les rapports principalement comme base de comparaison pour les ciments spéciaux. Ces comparaisons sont établies par presque tous les auteurs.

Ciment portland modifié: Décrit par Fujii (Japon), et Savage (États-Unis). Ciment basse-chaleur: Le "Silikat", un ciment de ce type, fabriqué en Suède, est décrit par Forsén, Lalin et Westerberg; ciment basse-chaleur des États-Unis, par Savage. Fujii (Japon) décrit un ciment, dit basse-chaleur, qui est très semblable au ciment portland modifié (chaleur-moderée) des États-Unis.

Portland-pouzzolane: Le "Pansar A" et le "Pansar Silikat" ciments décrits par Forsén, Ohman et Berg (Suède); ciment portland de laitier de haut-fourneau par Fujii (Japon), Kallauner (Tchécoslovaquie) et Davey (Grande-Bretagne); et portland avec divers pouzzolanes par Kind (U. R. S. S.) et Savage (États-Unis).

Ciments spéciaux résistants à l'eau: Plusieurs auteurs mentionnent certains ciments fabriqués pour résister principalement à l'action des eaux corrosives. Un ciment de cette nature est décrit par Stanton, et la description est comprise dans le rapport de Savage (États-Unis); il s'agit en réalité d'un type de ciment portland modifié. Les ciments

alumineux pour la résistance aux eaux agressives sont décrits par Hoffman (Italie) et Kallauner (Tchécoslovaquie).

Ciment ferreux: Hoffman (Italie) déclare que la fabrication de ce type de ciment, soit seul soit en combinaison avec les matériaux pouzzolanes, pour l'emploi dans de petites constructions hydrauliques trouve son adaptation la plus importante en Italie.

Comme le mentionnent les rapports de Spindel (Autriche), de Baalsrud et Friis (Norvège), et de Savage (États-Unis), l'amélioration due au changement du type de ciment seul peut être faible en comparaison des résultats du choix des meilleures combinaisons de nombreux facteurs contribuant à la manière dont se comporte le béton dans la construction. Les variations de volume dues à la perte de température en fournissent le meilleur exemple. Naturellement, si la température de la mise en oeuvre du béton est élevée, comme c'était le cas dans le barrage de Boulder pendant les mois d'été, et si les températures finales stables sont relativement basses, une grande baisse de température avec un retrait correspondant et une tendance à la fissuration est inévitable, même sans aucun dégagement de chaleur de la part du ciment. Dans telles conditions, l'amélioration par l'emploi du ciment basse-chaleur comparé avec le ciment standard est d'un très petit pourcentage dans la baisse totale de température. Ceci ne diminue en rien les mérites des travaux par lesquels on a essayé d'expliquer la manière dont se comporte le ciment afin qu'un type spécial, ayant les propriétés les plus favorables, puisse être spécifié, ou que le ciment standard puisse être perfectionné. Dans le ciment appelé aux États-Unis "ciment portland modifié" (dit ciment "basse-chaleur" par Fujii, Japon), cette nouvelle connaissance a amené la fabrication d'un produit qui promet de remplacer pour beaucoup d'usages le ciment portland standard actuel.

Les recherches signalées dans les rapports de Sandri (Autriche) et de Savage (États-Unis) sur le taux de dégagement de chaleur du ciment ont contribué au développement des équations mathématiques par Vogt en Norvège, par Davey en Grande-Bretagne, par Glover et d'autres ingénieurs du "Bureau of Reclamation" aux États-Unis, et par bien d'autres. Ces équations permettent des pronostics exacts des changements de la température du béton en prenant en considération de nombreux facteurs déterminants. Ces études conduisent au procédé de construction le plus désirable et à un meilleur choix des autres facteurs contrôlables, aussi bien qu'à celui du meilleur type de ciment. Il convient maintenant d'attirer l'attention sur une meilleure compréhension des relations de nombreux facteurs entrant dans la manière dont se comporte le béton dans la construction achevée, sur le développement des essais standards et complets, aussi simples que possible, pour indiquer plus exactement les propriétés importantes, et pour aider à établir des spécifications adéquates pour les divers types de ciment. Vogt et Rutle (Norvège), et Spindl (Autriche), font ressortir dans leurs rapports l'insuffisance des essais standards actuels pour le choix et le contrôle des ciments, tout en suggérant certains procédés. Forsén (Suède) présente un résumé des spécifications standards provisoires pour six types de ciment, et conseille certains essais obligatoires, ainsi que d'autres essais exclusivement destinés à des fins d'étude.

Les recherches, les développements et les expériences pratiqués dans tous les pays ayant soumis des rapports sur le sujet de ciments spéciaux, et qui comprennent outre les rapports mentionnés précédemment, ceux de Czetwertynski (Pologne), d'Honigmann (Autriche), et d'Ishii (Japon), mettent en lumière le fait que l'emploi de ciment spécial n'est qu'un des nombreux facteurs importants et variables constituant les problèmes complexes qui se présentent dans une construction massive en béton. De courts résumés de chaque rapport, qui contiennent tous les renseignements intéressants et précieux concernant les phases diverses des problèmes des ciments et des travaux massifs en béton, figurent à la fin du présent rapport.

La diversité des types de ciments récemment employés pour les barrages en béton est illustrée par la table suivante, compilée d'après les dix-sept rapports soumis:

Nom du barrage	Pays	Type de ciment
Barrage de Laggan.....	Grande-Bretagne..	Portland standard.
Barrage de Tongland.....	do.....	Portland standard et portland à prise rapide.
Barrage de Clatteringshaw.....	do.....	Portland de laitier haut-fourneau.
Barrage de Vargön.....	Suède.....	Portland basse-chaleur.
Barrage de Krångede.....	do.....	Pouzzolane avec portland basse-chaleur.
Barrage de Dejeffors.....	do.....	Pouzzolane avec portland standard.
Barrage de Tsukahara.....	Japon.....	Portland chaleur-moderée.
Barrage de Barbellino.....	Italie.....	Ciment ferreux.
Barrage de Owyhee.....	États-Unis.....	Portland standard.
Barrage Morris.....	do.....	Portland basse-chaleur.
Barrage de Boulder.....	do.....	Portland basse-chaleur, et une mélange avec portland standard.
Barrage de Bonneville.....	do.....	Portland-pouzzolane.
Barrage Norris.....	do.....	Portland modifié.
Barrage de Grand Coulée.....	do.....	Do.
Barrage de Tygart.....	do.....	Do.

L'adaptation relative aux travaux de ciments des types différents employés dans les barrages mentionnés ci-dessus ne peut être jugée sans une compréhension claire des conditions qui se rencontrent dans les travaux respectifs et que les rapports particuliers expliquent. Les exemples donnés servent à illustrer l'intérêt universel manifesté envers la question du meilleur type de ciment pour les barrages en béton. La réalisation future de progrès appréciables dans ce sens dépendra sans aucun doute, en grande partie, d'une compréhension plus complète des réactions entraînées par les procédés de durcissement du ciment; cette connaissance ne peut être acquise que par des recherches fondamentales dans le domaine de ciments et des bétons.

SUJETS DE DISCUSSION PROPOSES

1. Problèmes de ciment en béton massif:
 - a. Importance relative.
 - b. Justification de l'emploi des ciments spéciaux.
 - c. Choix du type le plus convenable.

2. Qualités requises du ciment pour béton massif.
 - a. Basse chaleur d'hydratation.
 - b. Haute finesse.
 - c. Bonne maniabilité avec faible emploi de l'eau.
 - d. Résistance à l'eau.
 - e. Résistance à l'action des agents atmosphériques.
 - f. Haute extensibilité ou résistance à la fissuration.
 - g. Développement favorable de la résistance avec haute résistance finale.
3. Contrôle du ciment choisi selon les spécifications.
 - a. Propriétés et méthodes d'essais.
 - b. Importance de la composition.
 - c. Effet des variations dans les matières premières et méthodes de fabrication.
4. Renseignements nécessaires.
 - a. Réactions chimiques et physiques entrant dans le durcissement du béton.
 - b. Chaleur finale d'hydratation.
 - c. Propriétés élastiques et plastiques dans les premiers jours.

RESUMES DES RAPPORTS SUR LA QUESTION III

(D 1)

EFFETS DE LA TEMPÉRATURE INTERNE DANS LES BARRAGES-POIDS SUR LA RÉSISTANCE DU BÉTON

ISHII, *Japon*

Dans le but de déterminer l'effet, sur la résistance du béton, des hautes températures qui se développent dans la partie interne d'un corps massif en béton tel qu'un barrage-poids, on a fait pendant un an des observations et des essais de résistance à la compression sur des éprouvettes en mortier et en béton, maintenues à des températures échelonnées de 20° à 70° C.

Les observations ont montré que les échantillons maintenus aux températures de 40° à 50° C. présentent dans les premiers âges la plus grande résistance, mais que lorsque l'âge augmente tous les échantillons, quelque soit la température à laquelle ils ont été maintenus, atteignent finalement presque la même résistance.

(D 9)

FABRICATION DU CIMENT DE PORTLAND À FAIBLE DÉGAGEMENT DE CHALEUR AU JAPON

FUJII, *Japon*

Le présent rapport donne les résultats de la recherche des propriétés chimiques et physiques du ciment à faible dégagement de chaleur qui est fabriqué au Japon. Quoique les éléments relatifs aux essais soient incomplets sous bien des rapports, il est évident que le caractère physique des matières premières et la méthode de fabrication du ciment commercial actuel ont une grande importance sur la qualité de ciment d'une même composition chimique; par suite, chaque fabrique de ciment peut avoir sa formule propre pour les diverses caractéristiques de ciment spécial.

EFFETS DE LA TEMPÉRATURE SUR DU BÉTON DE MASSE

DAVEY, *Grande-Bretagne*

Au milieu d'une très grande masse de béton en cours de prise, la partie centrale perd sa chaleur très lentement et le béton durcit dans des conditions presque adiabatiques; par conséquent, il peut se produire des températures très élevées. La température atteinte dépend principalement du type de ciment employé. Les ciments portland ordinaires et ceux à prise rapide se comportent souvent presque également à cet égard; les ciments de laitier de haut-fourneau développent leur chaleur de prise plus lentement que les ciments portland durant les premières phases de la prise, mais au bout de trois jours il n'y a plus qu'une faible différence dans la chaleur atteinte; les ciments alumineux chauffent très rapidement pendant les premières vingt-quatre heures. La température dépend aussi du dosage, des dimensions de la masse de béton, de la vitesse de mise en place, de l'isolement dû au coffrage et des conditions extérieures. L'expérience a démontré que l'élévation de température et la résistance développée dans le béton durci sont plus élevées au centre qu'à l'extérieur d'une masse de béton, sauf dans le cas des bétons préparés au moyen de ciments alumineux, auquel cas la résistance au centre est plus faible. Également, le retrait et la déformation peuvent varier d'un bout à l'autre de la masse et, en même temps, il se produit une contraction d'ordre thermique qui vient s'ajouter aux effets de retrait. Ces phénomènes peuvent avoir une influence importante sur la manière dont se comporte un ouvrage tel qu'un barrage en béton; il serait donc avantageux de réduire au minimum les effets de la température par l'emploi de ciments appropriés et d'en dosage bien choisi, et de pouvoir prédire, d'après les résultats des essais d'un ciment au laboratoire, les températures qui peuvent être développées dans une masse de béton contenant ce ciment. Les problèmes de cette nature ont été étudiés au "Building Research Station", Watford, et on y a comparé les températures réalisées dans le béton de trois grands barrages avec les températures atteintes pendant les essais de laboratoire sur les ciments employés dans ces constructions. On donne une description de ces recherches et on démontre que, grâce à des essais de laboratoire de ce genre, il est possible d'établir des relations approximatives dont on peut se servir pour essayer de prédire les températures qui seront atteintes dans une grande masse de béton faite avec un certain ciment.

(D 11)

CIMENTES SPÉCIAUX

HALCROW ET LEA, *Grande-Bretagne*

En conséquence de l'emploi du béton au lieu de la maçonnerie dans la construction moderne des grands barrages, se présentent des difficultés à cause de l'élévation de la température pendant la prise et, quelques fois, à cause de l'action dissolvante des eaux pures de marécage. On présente les résultats des observations d'élévation de température et de fissuration au barrage de Laggan, achevé en 1935. Un examen récent au barrage de Blackwater, qui fut achevé depuis 27 ans, n'a pas exposé une détérioration considérable en conséquence de l'action de l'eau infiltrée par les fissures.

On remarque les changements qui ont pris place depuis 25 ans, dans les caractéristiques des ciments artificiels et leur influence dans la construction en béton massif. Jusqu'à présent en Grand-Bretagne, on manque d'exemples pratiques de l'emploi de ciments dégageant peu de chaleur de prise.

La Sous-commission Britannique aux Ciments Spéciaux a entrepris l'examen des méthodes de mesure de l'exothermie du béton et de la solubilité des ciments purs. On a mis au point un calorimètre adiabatique simple, et peu coûteux mais donnant des résultats satisfaisants. On est d'avis que cet appareil présente des avantages sur la méthode de chaleur de dissolution, car l'essai se fait plus facilement et on trouve une corrélation entre les résultats obtenus et les observations faites sur les grands barrages. L'appareil coûte moins cher, mais on a besoin de plusieurs appareils semblables pour un essai qu'on peut faire avec un seul appareil pour mesurer la chaleur de dissolution.

On a fait des essais de solubilité des ciments par les méthodes suivantes: la méthode suédoise d'extraction, employant les ciments purs, durcis et broyés; les méthodes à filtration employant les plaques de mortier maigre; et la méthode de Rengade, par laquelle on fait jouer un jet d'eau contre la surface des éprouvettes. La méthode suédoise d'extraction se montre facile à exécuter et elle est susceptible d'être répétée avec exactitude. Les essais d'après la méthode sure des plaques de mortier ne donnent pas aux répétitions des résultats suffisamment semblables. À présent, on n'a pas l'expérience nécessaire pour exprimer une opinion conclusive sur la méthode de Rengade.

On a critiqué les résultats des essais faits sur des ciments purs, par la méthode suédoise, parce qu'ils ne sont peut-être pas susceptibles d'être appliqués aux bétons ordinaires. Avant de pouvoir se prononcer définitivement sur la meilleure méthode d'essai pour la solubilité des ciments, il est nécessaire d'en pousser les études.

Finalement, on présente un résumé des contributions britanniques les plus récentes sur les questions en discussion.

(D 23)

TRAVAUX DU LABORATOIRE DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTIONS HYDRAULIQUES, DE L'INSTITUT SOVIÉTIQUE DES RECHERCHES SCIENTIFIQUES D'HYDROTECHNIQUE, CONCERNANT L'ÉTUDE DES PROPRIÉTÉS DES CIMENTS SPÉCIAUX POUR CONSTRUCTIONS HY- DRAULIQUES

KIND, U. R. S. S.

Pour les constructions hydrauliques pour lesquelles on impose des spécifications de béton sévères, on peut recommander les ciments portland de haut fourneau et les ciments portland de pouzzolane avec additions hydrauliques acides; ces ciments possèdent des qualités d'étanchéité supérieures à celles du ciment portland ordinaire.

Les bétons fabriqués avec ces ciments portland de haut fourneau ou de pouzzolane possèdent, par comparaison avec les bétons de ciment portland, une plus grande imperméabilité. Pour obtenir avec du ciment portland de pouzzolane un béton de même imperméabilité que le béton de ciment portland ordinaire, on peut diminuer fortement la quantité de ciment employée par mètre cube de béton, savoir: de 40 à 50 Kgs/m³ si l'on emploie un ciment à terre à diatomées, de 60 à 70 Kgs/m³ si l'on emploie du ciment contenant des matières siliceuses.

Le délavage de la chaux dû aux infiltrations d'eau à travers le béton, fait avec du ciment portland de pouzzolane, progresse bien plus lentement que pour du béton de ciment portland ordinaire, parce que, dans le premier cas, toute la chaux se trouve chimiquement combinée sous forme d'hydrosilicate de calcium.

Dans le cas où la construction hydraulique est soumise à l'action d'eaux minérales, le béton de ciment de pouzzolane ne subit pratiquement aucune désinté-

gration, tandis que pour le béton de ciment ordinaire, toutes choses égales l'ailleurs, la résistance diminue avec le temps.

Les déformations linéaires (gonflement dans l'eau et retrait à l'air) observées au cours de la prise de bétons faits avec différents ciments sont pratiquement les mêmes dans les ciments portland de pouzzolane et les ciments portland ordinaires. Le ciment portland de pouzzolane avec addition de terre à diatomées peut être considéré comme une exception: en effet, le béton ainsi fait subit, au cours de la prise, des retraits légèrement supérieurs à ceux des autres ciments actuellement connus.

(D 24)

LA QUESTION DE L'ÉLÉVATION DE LA TEMPÉRATURE DANS LES BARRAGES; RECHERCHES THERMIQUES DE LONGUES DURÉES SUR LE CIMENT AYANT FAIT PRISE

SANDRI, *Autriche*

Ce rapport est la suite du rapport n° 8 du Comité Autrichien au Premier Congrès des Grands Barrages, intitulé: "La question de l'élévation des températures dans les barrages." Comme dans ce dernier rapport, il s'agit dans celui-ci des mesures des quantités de chaleur dégagées pendant la prise du ciment et le durcissement lent consécutif. Comme ce dégagement de chaleur produit dans l'intérieur des grands barrages des élévations de température dangereuses, leur connaissance exacte présente un grand intérêt technique. Mais la mesure directe des élévations de température dans l'intérieur des barrages déjà construits ne suffit pas pour élucider le problème; il est absolument nécessaire de compléter ces mesures par des essais de laboratoire.

Nous sommes parvenus à établir un procédé nouveau, isothermique, très efficace, qui permet des mesures directes de la quantité de chaleur dégagée par unité de poids de ciment et par heure, ce qui fait que l'on obtient aisément la chaleur de durcissement qui s'est dégagée à partir du début de la prise jusqu'à la date de la mesure. Il semble, en outre, que la durée du dégagement de chaleur soit une caractéristique spéciale de la manière dont le type de ciment considéré fait prise.

Déjà les travaux antérieurs (Rapport n° 8 au Premier Congrès) ont donné certains résultats intéressants sur la chaleur de prise; en particulier, on a déterminé la relation étroite qui la relie à la température. Ici, on a exécuté des recherches sur un autre problème particulièrement intéressant, en appliquant la méthode isothermique. On a d'abord étudié les ciments à faible chaleur de prise américains et scandinaves, et on a constaté que le dégagement de chaleur de ces ciments était effectivement bien inférieur à celui du ciment Portland ordinaire.

Ensuite, on a mesuré le dégagement de chaleur des mélanges de ciment Portland ordinaire avec du trass ou de la pouzzolane, en vue de déterminer l'influence de ces additions. On a constaté que si le trass et la pouzzolane contribuent au dégagement de chaleur, cette contribution n'est pas suffisante pour que la chaleur dégagée du mélange atteigne celle d'un portland pur.

Dans cet ordre d'idées, il est également intéressant de savoir si les matières ajoutées au béton exercent ou non par elles-mêmes une influence chimique pendant la prise. Des essais exécutés à ce point de vue sur du calcaire et du quartz, représentant les carbonates et silicates, ont montré qu'elles ont une certaine influence, et qu'en particulier le calcaire peut, dans certaines circonstances, contribuer notablement au dégagement de chaleur. Cependant, dans la plupart des

cas, l'addition de matières de cette nature peut, dans la pratique, être considérée comme d'une influence négligeable.

Enfin, on a examiné l'influence de la durée de mise en dépôt du ciment sur le dégagement de chaleur; on a constaté que le ciment conservé à l'air libre donne une chaleur de durcissement à peu près la même que le ciment frais, mais que ce dégagement de chaleur est réparti sur un plus long délai (ralentissement de la prise).

En se basant sur la connaissance exacte du dégagement de chaleur en fonction du temps, on peut calculer à l'avance, en tenant compte de toutes les circonstances qui interviennent, en particulier la transmission de chaleur dans l'espace ambiant, l'élévation de température que subira l'intérieur du béton des grands barrages. Des renseignements complémentaires sur cette question seront donnés ailleurs.

(D 25)

CIMENTS SPÉCIAUX

SPINDEL, *Autriche*

On étudie les caractéristiques et l'évolution des divers types de ciments spéciaux et montre que s'ils présentent des propriétés avantageuses, ils comportent aussi certains inconvénients.

Les caractéristiques des qualités du ciment et du béton, discutées par la Sous-Commission Internationale des Ciments Spéciaux, sont examinées en détail et le rapport montre que l'influence des divers types de ciments spéciaux sur les propriétés a bien moins d'importance que l'influence des divers facteurs qui interviennent dans la préparation du béton.

On décrit les idées reconnues valables, concernant les qualités que doit présenter un bon béton. Il montre que les défauts attribués dans certains cas au ciment portland n'incombent pas en réalité au type actuel de ce ciment, mais provient plutôt d'écarts plus ou moins grands dans la préparation du béton, à l'encontre des points discutés.

Certaines propriétés spéciales avantageuses, très désirables pour le béton, peuvent être obtenues par des additions convenables au ciment portland, au lieu de l'emploi ciments spéciaux. On a cherché, par ces additions, à diminuer le rapport eau/ciment et à augmenter la maniabilité et la compacité, ainsi que la résistance à la traction.

On fait ressortir certaines différences fondamentales entre les essais standard et la préparation sur le chantier, et on propose divers procédés d'essais nouveaux qui ont été, pour la plupart, imaginés en Autriche, et qui présentent toutes garanties au point de vue des cinq propriétés du ciment et du béton discutées par la Sous-Commission.

(D 26)

DÉTERMINATION DE LA RÉSISTANCE À LA PRESSION ET DU DÉGAGEMENT DE CHALEUR DU BÉTON DANS LES PARTIES CENTRALES DE GRANDES MASSES DE BÉTON AU MOYEN DU CALORIMÈTRE THERMO-ÉLECTRIQUE

HONIGMANN, *Autriche*

La chaleur dégagée pendant la prise du béton est une fonction du temps, de la température, de la proportion d'eau contenue, etc.: en conséquence, le dégagement de chaleur par unité de temps pendant le durcissement du béton dépend de la composition du mélange, de la proportion d'eau, de la durée du phénomène, de la température, et peut-être aussi de la pression de durcissement. Mais la résistance du béton à la compression dépend aussi, en première ligne, des mêmes variables;

c'est pourquoi il doit exister une relation de cause à effet entre cette résistance et le dégagement de chaleur; mais, naturellement, on ne peut, a priori, tirer de conclusions sur la possibilité d'éliminer toutes les variables.

Le rapport décrit un nouveau type de calorimètre, très sensible et sans inertie, destiné à la mesure exacte de la chaleur dégagée dans le béton et expose son emploi pour la détermination de la résistance à la compression dans l'intérieur de grosses masses de béton. Ce calorimètre se compose de plaques de laiton, entre lesquelles on mesure la différence de température au moyen de couples thermiques montés en série: cette différence est proportionnelle à la quantité de chaleur traversant les parois de mesure. La quantité de chaleur dégagée par les corps placés à l'intérieur des parois passe à travers ces parois et se trouve par conséquent mesurée: grâce à l'arrangement de ses parois, le calorimètre mesure sans inertie la variation d'intensité de dégagement de chaleur, et celle-ci est enregistrée au moyen d'un appareil spécial ou totalisée dans un compteur.

Le rapport décrit aussi un calorimètre simplifié de même type ainsi que son emploi comme appareil de mesure de la résistance à la compression du béton en grosses masses: il comprend simplement six plaques de laiton enrobées dans le béton, de telle sorte qu'elles entourent complètement une masse de ce matériaux en forme de dé. La quantité de chaleur développée pendant le durcissement du béton doit traverser les parois et se trouve par conséquent déterminée par les appareils de mesure qui sont reliés aux calorimètres individuels par des conducteurs isolés. L'échelle des compteurs peut être étalonnée d'après des essais préparatoires, sur l'échelle des résistances à la compression, par exemple en Kg/cm (ou en livres/pouce carré); de cette façon, la résistance du béton à la compression aux divers points peut être lue à tout moment sur l'instrument. L'étalonnage de l'appareil doit tenir compte de l'accroissement de résistance en fonction du dégagement de chaleur dans des conditions identiques à celles du durcissement du béton dans l'ouvrage. Le rapport donne un exemple de répartition des emplacements de mesure dans un barrage (300.000 m³ et 280 m de longueur au couronnement); la résistance à la compression doit y être mesurée en 76 points différents. Cette répartition est faite suivant 14 plans horizontaux et 20 coupes verticales.

En même temps que les quantités de chaleur dégagées pendant le durcissement, l'appareil permet aussi de mesurer la température en divers points, et même, si besoin est, la pression interne. Toutes ces valeurs donnent une représentation exacte de la manière dont se comporte le béton aux points de vue statique et thermodynamique.

(D 27)

CINQUANTE ANNÉES D'EXPÉRIENCE POUR LE BÉTON DES BARRAGES NORVÉGIENS

BAALSRUD ET FRIIS, *Norvège*

Le rapport donne un aperçu des expériences pratiques recueillies au sujet du béton dans les barrages norvégiens pendant 50 ans. Entre autres choses le rapport indique les conclusions soumisees par le comité norvégien du béton après avoir examiné 87 barrages. Il signale que 7 barrages importants ont dû être complètement reconstruits à cause de mauvais béton et en outre qu'il y a bien peu de barrages qui soient à l'abri des dégâts ordinaires auxquels le béton est sujet. Les auteurs signalent plus particulièrement les effets du gel. Ceux-ci sont importants en ce qui concerne la Norvège à cause des températures basses d'hiver atteignant dans les montagnes jusqu'à 40 degrés centigrade au-dessous de zéro. Ensuite on indique que l'eau des rivières norvégiennes est à la fois pure et acide ayant par

conséquent une forte action dissolvante sur la chaux. À ce sujet on rappelle que la neige et l'eau provenant de neiges fondantes a des quantités bien plus grandes d'acide carbonique à l'état libre et dissous que l'eau ordinaire.

Après avoir constaté que le ciment norvégien de type et de qualité normaux a été employé et que des matériaux d'agrégation comme le Trauss, etc., ont été essayés sans profit apparent, on mentionne les résultats pratiques que 50 ans d'expérience sont censés avoir amenés.

(D 28)

NOTES SUR DES ESSAIS DE CIMENTS SPÉCIAUX

VOGT ET RUTLE, *Norvège*

Les essais normaux auxquels on soumet les ciments se trouvent parfois être soit trompeurs, soit insuffisants en raison de la détermination du choix des ciments, plus particulièrement quand il s'agit de comparer les ciments portland ordinaires avec des ciments de pouzzolane les ciments de haut-fourneau et d'autres ciments à prise lente, qui pourront être employés dans des barrages.

L'essai de flexion pour le mortier plastique (deux triages de sable et forte teneur en eau) est recommandé comme le principal essai de résistance pour les ciments. Des éprouvettes conservées à des températures basses et des éprouvettes fortement desséchées devront être incluses dans les essais de ciments sensibles à de telles influences.

Le retrait doit être mesuré sur des éprouvettes noyées jusqu'à l'âge de 28 jours avant d'être desséchées.

La flexibilité est une propriété très importante pour les bétons, et des essais appropriés devront être effectués toutes les fois qu'on aura à choisir des ciments pour les barrages. On fait ressortir que le degré de flexibilité est très différent pour l'état humide, pendant la période de séchage, et pour l'état complètement sec. C'est pourquoi, dans tous les essais, il faut faire une distinction entre ces trois états.

(D 42)

CIMENT SPÉCIAL

KALLAUNER, *Tchécoslovaquie*

(1) Expériences sur l'emploi des ciments portland dans les constructions récentes, en Tchécoslovaquie, des grands barrages en béton, sont favorables. Pour la construction du plus grand barrage en béton, celui de Vranov sur la Dyje, on a employé le ciment portland de deux fabriques. On a exigé de ce ciment une composition et des propriétés aussi constantes que possible. On a exigé que la finesse de mouture ne soit pas trop grande (résidu d'environ 8% au tamis No. 70, soit 4.900 au cm^2). On a prescrit une résistance minimum à la traction et à la compression. On n'a pas constaté le moindre défaut du béton dû soit à la chaleur excessive d'hydratation, soit à l'effet de l'eau sur le ciment.

(2) Fabrication des ciments spéciaux pour les constructions hydrauliques est en progrès en Tchécoslovaquie. On considère plusieurs sortes de ciments portland courants, ceux à basse chaleur d'hydratation, des ciments de hauts fourneaux et enfin des ciments spéciaux appropriés aux constructions des grands barrages.

(3) Recherches de nouvelles possibilités de fabrication de ciments spéciaux à basse chaleur d'hydratation, avec addition de matériaux appropriés, spécialement en ce qui concerne la fabrication des ciments mixtes. Étude suivie des rapports entre la composition, la chaleur d'hydratation, la constance du volume et la résistance à l'action des eaux. Étude des influences corrosives de divers produits

chimiques sur différents mortiers de ciment et sur des bétons, y compris les ciments spéciaux pour les constructions hydrauliques.

(4) Publications sur les ciments spéciaux, en Tchécoslovaquie: Le Prof. Dr. Ing. O. Kallauner et l'Ing. Dr. B. Bürgl ont publié: "Les Chaleurs d'hydratation des ciments" (Chemické Listy, 1935, page 238; Stavivo 1935, page 295).

Dans ce travail sont traitées les chaleurs d'hydratation des ciments en général ainsi que leur détermination. Ils publient les résultats de leurs essais sur 12 ciments, parmi lesquels se trouvaient aussi 2 ciments spéciaux pour les constructions hydrauliques. Les auteurs ont déterminé aussi les analyses chimiques de ces ciments et leurs propriétés standardisées. On a constaté que les chaleurs d'hydratation déterminées par des essais ne concordent pas suffisamment avec les résultats calculés d'après la composition chimique.

Les auteurs ont suivi qualitativement le cours de l'accroissement de la température pendant la prise et le durcissement initial. Les changements de température sont représentés graphiquement. Pour certaines sortes de ciment, les courbes ont une forme caractéristique.

(D 43)

RAPPORT INTÉrimAIRE SUR LES MÉTHODES D'ESSAI DES CIMENTS EN
CE QUI CONCERNE LA CHALEUR D'HYDRATATION, L'ACTION SUR LE
CIMENT DES EAUX D'INFILTRATION DANS LE BÉTON, LE RETRAIT,
LA PERMÉABILITÉ ET LA MANIABILITÉ

SOUS-COMITÉ INTERNATIONAL DES CIMENTS SPÉCIAUX POUR GRANDS BARRAGES
[Pas de résumé.]

(D 44)

REVUE DE LA BIBLIOGRAPHIE RÉCENTE SCANDINAVE DES CIMENTS
SPÉCIAUX POUR BARRAGES ET OUVRAGES DE RETENUE DES EAUX
SOUS-COMITÉS SUÉDOIS ET NORVÉGIEN

[Pas de résumé.]

(D 51)

CIMENTS SPÉCIAUX SUÉDOIS POUR CONSTRUCTIONS HYDRAULIQUES
FORSÉN, LALIN, WESTERBERG, ÖHMAN ET BERG, *Suède*

M. Forsén décrit les compositions et les propriétés de quatre types de ciment fabriqués et employés techniquement en Suède.

Les qualités en question sont:

(1) Ciment portland classe A (ciment portland standard).

(2) Ciment portland siliceux (ciment basse-température).

(3) Ciment Pansar A (80% portland standard, 20% pouzzolane de haute activité).

(4) Ciment Pansar siliceux (90% ciment basse-température, 10% pouzzolane de haute activité).

Les propriétés constatées sont données dans des tableaux:

Tableau 1. Capacité de différents pouzzolanes à combiner avec la chaux.

Tableau 2. Composition chimique finesse de mouture et temps de prise.

Tableau 3. Dégagement de chaleur selon la méthode "heat of solution."

Tableau 4. Résistance à la compression selon les essais normaux suédois (=allemands).

Tableau 5. Résistance à la traction selon les essais normaux suédois (=allemands).

Tableau 6. Résistance du béton à la compression; la consistance étant fixée, contenu en ciment = 350 kg/m³.

Tableau 7. Retrait selon les essais normaux préliminaires allemands.

Tableau 8. Contenu du ciment durci en hydrate de chaux.

Tableau 9. Dissolution de la chaux dans l'eau selon une méthode suédoise.

Tableau 10. Perméabilité selon la méthode normale d'Allemagne.

Tableau 11. Résistance à l'action d'une solution de sulfate de soude.

Les résultats obtenus dans la pratique avec le ciment siliceux sont présentés par Lalin et Westerberg, avec ciment Pansar siliceux par Öhman et avec ciment Pansar A par Berg.

MM. Lalin et Westerberg disent qu'on demandait lors de la construction de l'usine hydro-électrique de Vargön un ciment spécial, capable d'être imperméable à l'eau ainsi qu'à l'air dans des constructions épaisses. Il en résulta un ciment fort en silice. L'expérience acquise a démontré que le long délai de durcissement constitue un grand avantage. Des expériences comparatives indiquent que le ciment siliceux est, pratiquement parlant, exempt de fissures, contrairement au ciment portland ordinaire. Le ciment fort en silice possède un bas degré de "workability," demande des soins tout spéciaux aux basses températures, et montre une tendance à former des fissures dans la couche supérieure du béton bien que ces désavantages puissent être évités en travaillant le béton à fond dans le moule.

M. Öhman présente les résultats obtenus avec du ciment Pansar lors de la construction du barrage de Krangede. Les températures constatées sont indiquées (fig. 1) pour le ciment Pansar (max. 49° C) et (fig. 2) pour le ciment portland ordinaire (max. 75° C). En comparaison avec du ciment portland, on constate pour le ciment Pansar une égal "workability," une moindre résistance, une plus grande tendance à la formation de fissures de prises sur des surfaces horizontales. Ce ciment nécessite des mesures de protection aux basses températures et durcit plus lentement.

M. Berg dit que l'on s'est surtout servi du ciment Pansar pour la construction de la centrale de Dejefors. Toutefois on a employé aussi du ciment ordinaire de sorte que l'on est à même de faire la comparaison des deux qualités.

On a trouvé que dans la pratique le ciment Pansar demande une plus grande quantité d'eau que le ciment portland ordinaire pour obtenir la plasticité nécessaire.

Dans les conditions citées, on a constaté que l'intervalle de "workability" (différence entre l'état de maniabilité et le point de séparation de l'eau) en employant le ciment Pansar était de 50 litres d'eau par mètre cube de béton, comparée à 35 litres dans le cas du ciment portland. Par conséquent l'emploi du ciment Pansar facilite beaucoup l'obtention d'un béton qui peut être travaillé dans les formes sans ségrégation de l'eau.

À cause de la "ténacité" du ciment, le béton composé avec du ciment Pansar demande, afin d'obtenir une masse sans cavités, un plus long travail qu'un béton en ciment portland ayant la même plasticité.

Il semble nécessaire de prendre aux basses températures des précautions toutes spéciales afin d'éviter un mauvais résultat.

(D 52)

NOUVELLES SPÉCIFICATIONS STANDARDISÉES ET PROPOSÉES POUR LES CIMENTS EN SUÈDE

FORSÉN, *Suède*

On a rédigé en Suède de nouvelles spécifications pour le ciment, basées sur des essais exécutés durant 3 ans ainsi que sur des expériences faites dans d'autres pays. On donne des détails sur un nombre d'essais essentiels ainsi que sur quelques autres essais considérés comme documentaires.

(D 53)

ESSAIS SUR LA COMPOSITION EN GRAVIERS DES BÉTONS ÉTANCHES

CZETWERTYNSKI, *Pologne*

Le grain des bancs de gravier situés le long du Dunajec, dépend dans une large mesure de ses éléments constituants, à savoir: grès, granit, calcaires.

Le revêtement de la face amont du barrage de Roznow est fait d'un béton qui assure une étanchéité absolue.

Comme le grès et le calcaire donnent d'ordinaire des graviers plats, et le granit des gravier de forme sphérique, et que d'autre part la dimension des grains dépend de la nature de la roche de formation, on a pu, en sélectionnant avec soin le grain des éléments constituants, obtenir un mélange très étanche possédant une porosité de seulement 19,87%.

Cette composition de grains correspondrait, d'après la courbe de criblage de Fuller, à une porosité de 21,6%.

La quantité d'eau qu'il faut ajouter dépend de la nature des roches qui constituent le gravier et le sable.

On donne des exemples de l'étanchement naturel rapide d'échantillons de béton supportant des pressions d'eau allant jusqu'à 12 atmosphères.

Les essais faits sur du béton vibré ont montré que même avec de légères additions d'eau on peut obtenir une masse étanche et plastique.

(D 61)

CIMENTS SPÉCIAUX POUR TRAVAUX HYDRAULIQUES EN GÉNÉRAL ET POUR GRANDS BARRAGES EN PARTICULIER

HOFFMAN ET SEMENZA, *Italie*

Dans ce rapport, on passe en revue les différents ciments spéciaux fabriqués en Italie et employés dans les travaux hydrauliques: ciment pouzzolanique, de laitier, ferreux, ferro-pouzzolanique et fondu.

L'examen de la production révèle une orientation évidente vers les types préparés avec addition de gangues hydrauliques: ciments pouzzolaniques, de laitier et ferro-pouzzolaniques.

On obtient avec ceux-ci de hautes résistances, en même temps que les qualités suivantes, précieuses pour l'emploi dans les travaux hydrauliques: haute résistance chimique; faible quantité de chaux libérée par l'hydratation, à cause de la faible teneur totale de chaux dans le ciment; présence de constituants capables de fixer la chaux libérée; chaleur d'hydratation réduite et faible retrait.

En définitive, ces ciments, tout en tendant à réduire au minimum les variations volumétriques, dues au retrait et à la dissipation de la chaleur d'hydratation, opposent aux effets de celles-ci une haute résistance mécanique.

SÉPARATION DE L'EAU D'UNE PÂTE DE CIMENT*

GIERTZ-HEDSTRÖM, *Suède*

Ce rapport traite de la propriété que possède un mélange de béton fraîchement établi de se séparer, avant de durcir, d'une partie de son eau. Un procédé simple pour l'étude de cette propriété est indiqué. Entre autres facteurs, on a constaté que la qualité du ciment a une influence remarquable sur le degré de séparation de l'eau. On fait ressortir que plusieurs caractéristiques importantes du béton sont liées à la séparation de l'eau. On cite notamment la résistance mécanique, l'imperméabilité, la durabilité et la maniabilité. Pour cette dernière caractéristique surtout on recommande d'effectuer des études plus complètes de cette nature.

LES CIMENTS SPÉCIAUX POUR LA MASSE DU BÉTON*

SAVAGE, *États-Unis*

Ce rapport est le résumé sommaire d'un traité très étendu sur les ciments spéciaux pour les bétons de masse, traité préparé par le Deuxième Congrès des Grands Barrages, et édité par le "Bureau of Reclamation des États-Unis."

Un des problèmes les plus importants que présente le béton de masse est celui du contrôle des changements de volume dus aux variations atmosphériques pendant et après la construction. Des observations effectuées au Barrage Boulder indiquent que la température de pose peut exercer, sur la baisse de la température et sur le retrait subséquent du béton, une influence plus importante que toute réduction basée sur les caractéristiques de dégagement de chaleur du béton. Les changements de volume peuvent être également dus aux conditions climatiques, au caractère des fondations, aux méthodes et à la rapidité de construction, et aux propriétés thermiques, élastiques et plastiques du béton.

L'effet du type de ciment sur les qualités de durée d'un barrage en béton de masse est beaucoup moins important que celui des autres substances ou des méthodes de construction employées. Le ciment influence la résistance du béton contre l'usure et l'attaque par l'eau, et contre la dissolution par percolation. L'emploi d'un type convenable de ciment peut réduire sensiblement les premiers frais et améliorer la qualité, de sorte que les frais d'entretien se trouvent réduits.

Pour les barrages de dimensions plus petites, comme par exemple les barrages à arche mince, la température maxima moyenne atteinte par le béton pourrait être réduite jusqu'à 10 ou 15° F. par l'emploi d'un ciment à température basse.

Le ciment de portland à température basse a été employé pour la construction du Barrage Morris en Californie et, en même temps que le refroidissement artificiel, pour la construction du Barrage Boulder. Il ne s'est produit, dans l'un et l'autre, qu'un nombre exceptionnellement faible de fissures. Le ciment à température basse a été employé au Mexique, pour le Barrage Rodriguez, du type a dallage et contreforts, et a donné satisfaction.

Le ciment de portland ordinaire utilisé pour le Barrage d'Owyhee a révélé des fissures importantes dues aux conditions atmosphériques et à d'autres, ainsi qu'au type de ciment.

De récents travaux de laboratoire effectués aux États-Unis ont amené la découverte de nombreuses données nouvelles relatives aux propriétés physiques et chimiques du ciment. Le "National Bureau of Standards" a soumis à des expéri-

*Ce rapport est venu trop tard pour être résumé dans le rapport général.

ences cinquante-et-un types commerciaux de ciment, et, à l'Université de Californie, environ cinquante ciments spéciaux ont été fabriqués, brûlés, et moulus au laboratoire, pour assurer une échelle très variée de compositions diverses, destinées aux expériences.

Il a été démontré que le silicate de tricalcium et le silicate de dicalcium sont les principaux composés qui assurent au ciment de portland sa résistance. Une pulvérisation plus fine améliore également la résistance. Une haute température primitive, dans la rectification de la masse, est nuisible à la force de compression définitive.

Différents types de ciment exposés ont montré des différences sous les rapports de la chaleur d'hydratation, de la résistance au gel et au dégel, et à l'action détériorante des eaux contenant des sulphates, aussi en ce qui concerne la maniabilité, la force d'extension, les propriétés d'extension, la perméabilité, et autres caractéristiques.

Le rédacteur étudie l'analyse mathématique des mouvements de température dans les bétons de masse. L'étude sous un angle mathématique de l'histoire de la chaleur constitue un progrès sensible dans l'évaluation de la contribution des ciments spéciaux au contrôle calorique du béton. Il est possible de déterminer mathématiquement la déperdition de chaleur en n'importe quel point de la construction, ou la distribution de la température dans l'ensemble de la masse en n'importe quel moment.

Au barrage Norris, dans l'État du Tennessee, où l'on a employé un ciment modifié contenant un pourcentage plus bas d'aluminate de tricalcium, sans refroidissement artificiel, des fissures se sont produites à la surface.

L'emploi de ciment de portland résistant au sulphate, pour les jetées et ancrages massifs de béton du pont de San Francisco-Oakland Bay et du pont de la Golden Gate, permet d'escompter une résistance beaucoup plus grande à l'action corrosive de l'exposition à l'eau de mer que si l'on avait employé du portland ordinaire. Un ciment de portland à la pozzolane, dit "high-silica," a été également utilisé pour certaines parties de ces constructions. Le temps déterminera lequel de ces deux ciments offre la plus grande résistance à l'eau de mer.

Le Barrage de Bonneville, en Oregon, est en cours de construction au moyen de ciment de portland à la pozzolane, combiné avec une mixture assez maigre, des températures de pose basses, et un taux de construction modifié. Il est encore trop tôt pour tirer des conclusions définitives, mais jusqu'à présent il ne s'est pas produit que très peu de fissures.

SECOND CONGRESS

ON LARGE DAMS

WASHINGTON, D. C., 1936

**CONSTITUTION ET ETANCHEMENT DES JOINTS DE RETRAIT,
DE CONTRACTION ET DILATATION**Rapporteur Général: **RAYMOND E. LAPEAN***Hugh L. Cooper & Co., Inc.***CONSIDERATIONS GENERALES**

DÉFINITION DE LA QUESTION

En demandant des rapports sur cette question le Bureau Permanent de la Commission Internationale des Grands Barrages a donné l'explication suivante:

"Il y a lieu de distinguer: Les joints de retrait dont le rôle est limité à la période de construction et aux premiers temps de la mise en service du barrage; et les joints de contraction et de dilatation destinés à parer aux mouvements dus aux effets thermiques et aux charges, et dont le rôle s'étend sur la durée entière du barrage.

"Ces deux sortes de joints peuvent coexister dans le même barrage, auquel cas les premiers sont cimentés quand le principal effet du retrait est accompli; ou bien les mêmes joints peuvent remplir le double rôle ci-dessus et, dans ce cas, restent généralement ouverts pendant toute la durée de l'ouvrage.

"Dans ces diverses hypothèses, et suivant le type et les caractéristiques du barrage (poids, voûte, courbe, rectiligne, etc.) il y a lieu d'étudier, à propos des joints:

- "1. Leur nécessité, leur utilité et leur raison d'être;
- "2. L'étude théorique de leur établissement, comprenant en particulier l'espacement à leur donner, les caractéristiques et les détails de leur construction;
- "3. Les conditions pratiques de leur exécution."

[TRADUIT DE L'ANGLAIS]

La question tire sa plus grande portée du fait qu'elle se rapporte à la sûreté et à la stabilité des grandes constructions, dont l'effondrement peut causer des pertes matérielles très supérieures au coût des constructions elles-mêmes, sans mentionner les pertes en vies humaines qui peuvent résulter de telles catastrophes.

La question mérite une considération beaucoup plus sérieuse qu'il n'est possible de lui en accorder en quelques pages brèves. L'espace dont nous disposons ne permettra pas d'examiner d'une façon adéquate tous les rapports individuels; et le rapport général présent a pour but: (1) D'indiquer les principes directeurs reflétant la majorité des opinions des auteurs, et (2) de mentionner les expériences décrites par les auteurs, ou les opinions avancées, qui sont susceptibles de servir de thèmes à des discussions orales utiles pendant les sessions du Congrès.

NÉCESSITÉ DE L'EMPLOI DES JOINTS DE CONTRACTION ET LEUR ESPACEMENT CONVENABLE

L'ensemble des opinions relativement à la nécessité des joints de contraction (différenciés des joints de retrait) est que les barrages rectilignes en maçonnerie et tous les barrages-poids en béton doivent être munis de ces joints. Il existe certaines exceptions, notamment l'avis exprimé par M. Jones (États-Unis), mais en général ce qui précède représente l'opinion bien définie du plus grand nombre.

En ce qui concerne les barrages-voûtes, une diversité sensible d'opinions se manifeste. Certains auteurs affirment la nécessité des joints. Un autre maintient qu'ils ne sont nécessaires que sur le parement amont. D'autres enfin nient complètement leur nécessité. Une différence d'opinions sur les principes fondamentaux de la question apparaît donc ici. Les sessions orales devront certainement tenter d'apporter une solution à ces divergences de vues.

Les opinions sur l'espacement des joints de contraction sont presque unanimement les mêmes, et s'accordent pour estimer que dans les barrages-poids en béton les joints de contraction ne doivent pas être espacés de plus de 15 mètres, quoique certains auteurs soient en faveur d'un espacement de 12 mètres seulement. Pour l'espacement on doit cependant prendre en considération, outre la grandeur et le type du barrage, plusieurs facteurs fondamentaux qu'il faut soumettre à une analyse comparée clairvoyante avant que l'espacement définitif ne puisse être déterminé. Ces facteurs sont: (a) La quantité du béton par couche (b) la finesse du ciment employé et comment il dégage sa chaleur de prise; (c) le pourcentage de ciment dans le volume total de la maçonnerie; (d) le temps prévu pour la prise du ciment avant la mise en place d'une nouvelle couche; (e) le dosage d'eau dans le mortier; et (f) le profil de la fondation.

Les auteurs traitant ce sujet soutiennent qu'en principe les joints de contraction doivent descendre jusqu'au fond de fouille.

DETAILS DE CONSTITUTION ET CONSTRUCTION

Plusieurs auteurs ont présenté des rapports sur les détails de constitution et construction de types divers des joints de construction. Les rapports qui accordent une attention particulière à cette partie du sujet sont ceux de MM. Renaud et Thimel (France); M. Williamson

(Grande-Bretagne); et MM. Westerberg, Flodin et Werner (Suède).

La largeur indiquée pour les ouvertures des joints transversaux de retrait varie de 0,61 m à 2,44 m, suivant les dimensions des ouvrages. Certains auteurs ne sont pas en faveur des joints de retrait transversaux de trop grande largeur parce qu'il peut en résulter un retrait excessif du béton de remplissage du joint. On recommande aussi de prévoir pendant la construction des trous de drainage appropriés pour disposer des eaux d'infiltration des joints.

M. Werner (Suède), dans son rapport sur la constitution des joints de contraction, de retrait et de construction a présenté, outre les systèmes typiques de joints employés pour plusieurs barrages importants, une disposition ingénieuse d'armature d'acier traversant les joints de retrait. L'opinion n'est pas unanime quant à la supériorité des joints pleins sur les joints en redans. Les auteurs qui préfèrent ceux-ci sont en faveur des redans en forme de trapèze plutôt qu'en forme rectangulaire, parce que, croient-ils, les redans rectangulaires peuvent étroitement adhérer aux angles et produire des fissures de retrait. C'est là un point qui doit être discuté pendant les sessions du Congrès.

ÉTANCHEMENT ET FERMETURE

L'étanchement ou fermeture des joints a été étudié en détail. La plupart des auteurs sont en faveur de plaques de métal (plaques de cuivre de préférence) plutôt que de l'emploi de l'asphalte ou du bitume. On recommande également l'acier inoxydable. On mentionne aussi la fonte et l'acier, bien qu'ils ne soient pas désirables à cause de leur rigidité et de leur manque d'élasticité. Le bois donne des résultats satisfaisants lorsqu'il est toujours immergé.

M. Flodin (Suède) offre un dispositif d'étanchement, de retrait et de dilatation qui consiste en une tôle de cuivre recourbée dont les extrémités sont boulonnées à chaque côté du joint aux ailes des poutres en acier encastrées dans le béton. Les infiltrations sont empêchées au moyen d'une plaquette d'acier attachée à l'aile par des boulons de serrage, et de fibres de palme enroulées sous les têtes des boulons. Ce dispositif, qui a été employé au canal d'aménée de l'usine de Malfors, a prouvé jusqu'à aujourd'hui sa parfaite étanchéité.

M. Thimel (France) recommande l'emploi de baguettes de béton armé en forme de coin et séparées des faces du joint par une membrane bitumineuse, ou encore un prisme de bitume coulé à chaud protégé par une baguette de béton armé et avec un circuit de réchauffage du bitume en cas de besoin de réparation.

MM. F. Smrček et J. Kalla (Tchécoslovaquie) ont présenté un rapport détaillé sur des essais nombreux effectués sur la mise au point d'un dispositif d'étanchéité par une bande de caoutchouc insérée dans les joints de dilatation des parois en béton d'un canal d'aménée. Ce dispositif, disent-ils, a donné jusqu'à aujourd'hui toute satisfaction.

MESURES DE LA CONTRACTION

Les méthodes employées pour mesurer la contraction ont été amplement traitées dans les rapports présentés de la part de l'Italie, de la Suisse et des États-Unis; et ces rapports comprennent des descriptions des appareils de mesure et de leur emplacement.

M. Contessini (Italie) a présenté un rapport statistique sur les mesures des contractions et des dilatations longitudinales effectuées sur un barrage massif en béton (barrage de Cignana) pendant une période de trois années, et il fournit des données non seulement pour les joints principaux, mais aussi secondaires et partiellement secondaires. Il présente une analyse basée sur le fonctionnement des joints sous deux classifications distinctes, à savoir: La contraction progressive se produisant pendant la prise du béton, et les contractions et les dilatations périodiques dues aux changements de la température extérieure se propageant dans la masse du béton.

M. Juillard (Suisse) communique les résultats des mesures des déformations du barrage de Spitalum ainsi que les observations faites sur deux autres grands barrages, et il développe la statique élémentaire du béton basée sur les conclusions suivantes: (1) Après la fin de la prise, l'hydratation du ciment se poursuit pendant des mois et des années avec une diminution constante d'intensité. Elle a toujours pour conséquence une augmentation du volume absolu des particules de ciment. (2) Le retrait provient de l'évaporation de l'eau non-fixée chimiquement. Il augmente lors des efforts de compression. (3) Les déformations spécifiques apparentes du béton—soit le gonflement dans l'eau, soit le retrait à l'air—n'atteignent qu'une fraction, en cinquième environ, des déformations spécifiques subies par le liant en pâte pure. (4) La transformation lente du ciment, due à l'hydratation, empêche toujours le béton d'atteindre une haute résistance à la traction, mais en même temps, elle lui permet de subir le retrait sans diminution importante de cette résistance.

M. Jones (États-Unis) a donné des résultats des observations de retraits de joints au barrage Norris, tels qu'ils sont enregistrés par environ quarante appareils enregistreurs installés dans la construction et dont les emplacements sont indiqués par des diagrammes.

Les résultats consignés dans ces trois rapports et les opinions exprimées par d'autres montrent que les efforts résultant des fluctuations saisonnières de la température sont plus sensibles à la surface et diminuent rapidement vers l'intérieur. Ces rapports conseillent de prendre en considération ce facteur dans la constitution et l'espace-ment des joints de contraction.

Il faut espérer que cette discussion révélera de nouvelles opinions relatives aux contractions qui peuvent se produire par suite des variations de niveau de retenue, de la composition du béton, etc.

DISPOSITIFS D'ÉTANCHEMENT

Les dispositifs d'étanchement des joints de contraction ont été traités en détail par MM. Coyne (France), Williamson (Grande-Bretagne) et Jones (États-Unis). Des dispositifs de drainage de l'eau d'infiltration sont également étudiés dans ces rapports; et les divers emplacements des systèmes de drainage y sont indiqués.

Certains auteurs ne sont pas en faveur de l'injection des joints de contraction, et l'on espère que les mérites de cette question seront discutés en détail pendant la session.

M. Coyne (France), en décrivant l'étanchement des joints de contraction au barrage voûte de Marèges, explique l'emploi d'une forme ingénieuse de clapet trouvé nécessaire dans l'injection des trous horizontaux. Ce dispositif est illustré par des croquis et des photographies.

QUELQUES RÉCOMMANDATIONS ET CONCLUSIONS PARTICULIÈRES

M. Williamson (Grande-Bretagne) observe que les joints horizontaux de construction font naître fréquemment des fuites et occasionnent quelquefois plus d'ennui que les joints verticaux. Les facteurs qui contribuent à cette condition peuvent être: (a) Un dessèchement trop rapide de la surface du béton; (b) un manque de nettoyage de la surface avant le nouveau bétonnage, laissant subsister de la laitance; (c) un mouvement relatif pendant la prise entre une couche nouvelle et une couche ancienne qui s'est refroidie, produisant du dérangement à la jointure ou près de la jointure des couches; et (d) l'écoulement d'un nouveau bétonnage sur une surface très sèche entraînant une aspiration de l'humidité du nouveau béton à la jointure.

Les mesures de précaution suggérées par le même auteur sont, respectivement, (a) L'arrosage de la surface avec de l'eau jusqu'à ce que la couche suivante soit mise en place; (b) l'enlèvement complet du résidu, et le repiquage et nettoyage de la surface avant la mise d'une couche nouvelle; (c) l'évitement d'un intervalle de temps prolongé entre les divers bétonnages; (d) l'arrosage prolongé avant le bétonnage.

M. Williamson décrit également les avantages de la méthode employée dans la construction du projet de force hydraulique de Galloway en Écosse.

Le rapport de M. Sandeman (Angleterre) donne une liste de barrages dans lesquels des fissures se sont produites, et d'autres barrages de construction quelque peu analogue qui sont restés intacts sans fissuration. L'auteur avance la théorie que les méthodes suivantes tendent à éviter les fissures dans les constructions: (a) Vitesse de construction modérée; (b) emploi d'une proportion aussi forte que possible de pierres par rapport au béton; (c) emploi de ciment avec faible dégagement de chaleur; (d) aération du ciment avant l'emploi; (e) dosage limité de l'eau dans le mélange.

M. Sandeman ayant fait allusion au barrage de Norris, il semble logique que M. Jones, qui a soumis un rapport parlant de cet ouvrage, commente l'opinion exprimée par M. Sandeman en ce qui concerne la vitesse de construction. Aussi M. Sandeman ayant cité le barrage d'Assouan en exemple dans l'exposé de sa théorie, il serait intéressant d'entendre le président de cette séance, M. Cooper (États-Unis) qui en 1929 était membre de la Commission Technique Internationale pour le deuxième rehaussement du barrage d'Assouan, donner son opinion relativement à l'étendue de la contraction observée à Assouan et aux précautions prises en conséquence dans ce deuxième rehaussement.

M. Williamson (Grande-Bretagne) présente un type de barrage-poids avec des ouvertures permanentes, et où celles-ci sont fermées en bandes verticales sur le parement d'amont seulement pour assurer des conditions favorables au retrait et au refroidissement, aussi bien que par mesure d'économie. Les observations sur ce type particulier de barrage-poids à contrefort méritent de donner lieu à des commentaires pendant la session.

M. Link (Allemagne) exprime l'opinion que les barrages-poids voûtes en maçonnerie n'ont besoin d'aucun joint de retrait et de température, alors que les barrages-poids rectilignes en maçonnerie ou en béton doivent être munis de joints verticaux principaux. Il recommande

une double fermeture pour resserrer les joints, et présente des exemples, accompagnés de croquis, des méthodes appropriées, parmi lesquelles l'emploi du bitume.

Il se livre également à une observation concernant l'étanchéité des murs de parafouille en béton des hauts barrages en terre (écran-noyau en béton). Il déclare que si les intervalles entre les joints principaux sont normaux (20 mètres ou moins) une proportion suffisante d'étanchéité peut être obtenue par un prisme en béton extérieur et intérieur.

M. Jones (États-Unis), en décrivant le barrage de Norris fait remarquer que l'intention, après un laps de temps de deux ou trois ans lorsque les joints de retrait ont atteint leur maximum d'écartement, est toujours de les bourrer par l'injection du ciment, de rendre le barrage complètement monolithe, et d'assurer ainsi l'avantage d'une stabilité additionnelle, grâce à la résistance à la torsion transmise des culées à travers des joints qui ont été bourrés et munis d'un clavage soigné. Il mentionne aussi des cas de fissures transversales de retrait d'une importance secondaire pendant la construction, mais auxquelles on compte qu'il sera remédié par injection des joints. Les joints dans le barrage sont espacés uniformément à intervalles de 17,1 m sauf deux intervalles de 18,3 m, un de 19,0 m, et un de 10,4 m.

La rapport de M. Thimel (France) contient une description détaillée des joints et des fermetures employés dans les barrages de Bromme, de Guerlédan et de Sarrans. Les conclusions de ses observations sont que la préférence va aux joints creux à redans perpendiculaires au parement amont, et que les barrages-poids doivent avoir des crêtes curvilignes. Il déclare aussi que les barrages-voûtes n'ont besoin d'être munis que de joints de retrait, alors que les barrages-poids doivent être munis de joints de contraction.

Dans son rapport exposant les divers types de joints et leur distribution M. Westerberg (Suède) suggère l'emploi d'une armature en acier pour assurer un lien entre les monolithes. Il signale, que pour les hauteurs des barrages ordinaires en Suède, la proportion de 2:1 entre la longueur du monolithe et sa hauteur peut être permise. Ceci s'applique au béton non-armé, alors que pour le béton armé la proportion peut être accrue par l'augmentation du pourcentage de l'armature. Dans sa description des joints il mentionne un barrage avec un dispositif d'étanchéité en acier inoxydable employant les planches de coffrage comme partie du revêtement du joint.

M. Renaud (France) fait remarquer que le bétonnage de chaque tranche doit s'exécuter sans interruption notable; il représente au moyen de figures et en détail de nombreux cas de fissures dues à des causes diverses, et avance une remarque en faveur des joints de contraction dans les barrages en voûtes minces sur le parement d'amont seulement.

M. Williamson (Grande-Bretagne) émet l'opinion que la question des joints de construction est devenue d'une importance croissante en raison des trois facteurs suivants, qui se sont manifestés au cours des années récentes, c'est-à-dire: (1) Une augmentation dans la résistance initiale du ciment portland avec accroissement correspondant de la rapidité de dégagement de chaleur de prise; (2) une augmentation de vitesse de construction avec accroissement de la température interne et retard du refroidissement; et (3) l'augmentation des dimensions des

masses de béton dans les hauts barrages produisant un taux très lent de refroidissement et de retrait.

L'emploi de grosses pierres (plumstones) dans le béton semble avoir contribué à l'élimination des fissures de retrait à Trollhättan (Westerberg, Suède), et à Vyrnwy, Derwent, et Burrator (Sandeman, Angleterre). Les dits barrages, construits il y a trente à quarante ans, n'ont encore aujourd'hui aucune fissure.

Le "Departamento de Riego," chargé de tous les travaux d'irrigation du Chili, présente un rapport relatif au barrage de Cogotí, construction en remblai de roches avec un revêtement en amont de dalles en béton, et traitant particulièrement du joint entre ce revêtement et les côtés du canyon. La partie inférieure de ce joint, où les pentes sont peu accentuées est illustrée par la figure 1. Plus haut, à l'endroit où les côtés deviennent presque verticaux, un type différent de joint a été jugé nécessaire, comme le montre la figure 2. Ce rapport décrit le joint en question et demande l'opinion des ingénieurs dont l'expérience à cet égard permettra d'améliorer le projet. On espère que des critiques seront formulées.

Dans le choix des commentaires ci-dessus, l'intention n'est en aucun sens de mettre en relief les questions sur lesquelles les opinions varient, mais plutôt d'indiquer, par des allusions à ces différents points de vue, les opinions et expériences qui peuvent conduire à une discussion fructueuse pendant la séance. En fait, et d'une manière générale les auteurs des rapports partagent substantiellement le même avis, et une discussion orale, active et complète des sujets soumis, doit amener une entente et un accord mutuels plus étendus et aider à déterminer un ensemble de principes directeurs pour traiter ultérieurement cette question d'une manière technique et professionnelle.

Il est naturellement impossible d'énumérer toutes les observations et expériences intéressantes qui ont été présentées. Par conséquent, l'attention est tout spécialement attirée sur les rapports particuliers eux-mêmes. Les rapports sont abondamment accompagnés de diagrammes, photographies et données statistiques, qui méritent d'être sérieusement pris en considération par quiconque s'intéresse à ce sujet important.

RESUMES DES RAPPORTS SUR LA QUESTION IV

(D 2)

LES JOINTS DES BARRAGES-GRAVITÉ

RENAUD, *France*

Les barrages gravité construits en béton plastique doivent être décomposés *en tranches séparées par des joints*: tout le monde est d'accord; faute d'une organisation dirigée, un barrage monolithe s'organise lui-même en tranches par des fissures; c'est grave à cause des modifications inconnues apportées ainsi aux hypothèses du calcul de stabilité.

Un examen attentif montre d'ailleurs, contrairement aux apparences, que les joints sont *en général très suffisamment étanches*.

Ils ne doivent pas être uniformément répartis; leur position sera choisie en fonction des formes du barrage, (notamment des discontinuités de ses parements), en fonction aussi de la forme du fond de fouille et de ses discontinuités locales qu'on n'aura pu éviter.

Comme organes palliant au retrait de prise, deux joints ne doivent pas être à plus de 15 mètres, distance à réduire en même temps que l'épaisseur du barrage pour tenir compte de la symétrie vraisemblable des effets du retrait de prise.

Certains des joints nécessaires pour faire face au retrait de prise peuvent, cette prise suffisamment avancée, être définitivement calfatés: ce sont des *joints de construction* provisoires.

Par contre la sensibilité des masses de béton à la température extérieure, même pour les tranches épaisses d'un barrage, nécessite le maintien de joints palliant en tout temps aux contractions du froid; ce sont les vrais *joints de contraction* définitifs.

Les joints devraient, en principe, *descendre jusqu'au fond de fouille*, le bétonnage de chaque tranche s'exécuter sans interruption notable.

La forme à redans ne paraît présenter aucune utilité et a des inconvénients, notamment celui d'amorcer des fissurations longitudinales. *Le joint uni* paraît désirable.

Le dispositif d'étanchéité des joints sera aussi simple que possible mais surtout complété par un traitement soigné des parements de béton situés en amont du dispositif.

La meilleure solution générale paraît être *l'exécution des ouvrages massifs gravité par tranches indépendantes clavées après retrait*, avec claveaux de dimensions suffisantes pour permettre de traiter rigoureusement les faces des tranches constituant voussoirs, et cependant assez étroits pour que leur retrait demeure insignifiant.

Pour les *barrages en voûtes minces*, même utilité des joints mais avec écartement plus faible; l'effet de voûte compense partiellement la contraction; mais le travail en arc institue une voûte active qui aboutit à l'ouverture, côté retenue, de certains joints qui devront être organisés en conséquence; les joints s'ouvrant côté aval pourront, au contraire, être avantageusement obturés après fin de retrait, (position et caractère des joints, peuvent être déterminés sur modèles réduits).

(D 3)

CONSTITUTION ET ÉTANCHEMENT DES JOINTS DE RETRAIT, DE CONTRACTION ET DILATATION DES GRANDS BARRAGES

LINK, *Allemagne*

Une longue expérience a montré que les barrages-poids arqués en maçonnerie n'ont besoin d'aucun joint, mais que, par contre, les barrages rectilignes en maçonnerie et tous les barrages-poids en béton doivent être munis de joints verticaux allant d'un bout à l'autre (joints principaux). Au début, on ménageait entre ces joints un intervalle de 25 ou 30 m et même davantage: c'était trop. Avec des intervalles de 20 m on n'observe déjà plus de fissures. Cependant, habituellement, on se maintient dans des limites de 16 à 12 m. On peut descendre en dessous dans les parties voisines des flancs.

Les joints peuvent être unis, ou a redans rectangulaires ou en forme de trapèze; l'auteur préfère ce dernier système parce que les saillies à angle droit peuvent adhérer étroitement et que les angles aigus servent facilement de point de départ aux fissures de retrait. Les surfaces de séparation ont été parfois recouvertes d'une couche de glaise ou de bitume, ou jointoyées à la truelle avec ces matériaux.

Au sujet de l'étanchement des joints, il est bon d'employer la fermeture double, car les fermetures simples ont montré leur insuffisance. L'auteur discute et explique par des exemples et des figures les modes de construction employés à ce sujet: langues de béton ou de béton armé du côté amont; des prisues de béton ou des tôles en cuivre formant ressort, à l'intérieur.

Dans certains ouvrages on a coulé du bitume dans les cavités ménagées pour le cuivre, dans d'autres on les a laissées ouvertes. Le plus souvent la partie des joints du côté du réservoir est remplie de bitume; le carton et le feutre asphaltés sont plus rarement employés. Des cordes goudronnées ont donné de bons résultats.

Il est bon d'aménager les puits de vérification des joints de manière qu'en cas de besoin on puisse les remplir de béton et perfectionner ainsi la fermeture. Il n'est pas mauvais d'installer dans les joints des tubes de drainage pour évacuer l'eau qui aurait pu s'introduire. Un excellent moyen d'étanchement, aussi bien pour l'ouvrage lui-même que pour les joints principaux, est le mur de protection, de préférence en pierres, du côté amont. Les revêtements en pierres sur la face amont ou sur la face aval n'ont pas besoin de joints principaux.

Dans le noyau en béton des grands barrages en terre, les conditions d'étanchement sont plus simples, parce que la question de variation de température ne se pose pas. C'est pourquoi on obtient un étanchement suffisant au moyen de prismes de béton extérieurs et intérieurs, et en maintenant un intervalle normal entre les joints principaux (20 m ou moins).

Dans les joints de construction, qui partagent la section de l'ouvrage en blocs plus petits, il est bon de maintenir les mêmes intervalles que pour les joints principaux, par exemple 12 à 16 m. On n'a plus employé, dans ces dernières années, de couches continues sans aucun joint dans les sections d'ouvrage entre deux joints principaux; au contraire, dans le sens transversal, l'ouvrage, selon son épaisseur, est partagé en deux ou plusieurs blocs.

(D 4)

JOINTS DE RETRAIT ET JOINTS DE CONTRACTION ET DILATATION

THIMEL, *France*

Un grand barrage ne peut être construit sans joints en raison des tensions dues principalement aux influences thermiques. Ces tensions peuvent n'être excessives que pendant la période de construction et alors l'ouvrage ne comportera que des joints de retrait. C'est le cas des barrages-voûtes. Au contraire, les efforts critiques peuvent se reproduire avec les variations saisonnières et le barrage sera muni de joints de contraction. Tel est le cas des barrages-poids.

Des observations intéressantes ont été faites sur les trois barrages suivants:

1^o, *Barrage de la Bromme*

Barrage en voûte mince. Blocs séparés par des joints du type creux et à redans, espacés de 18 m. Pas de dispositifs d'étanchéité ni de drainage. Les joints ont été bourrés en béton après être restés ouverts de 2 à 5 mois puis injectés avec de la laitance de ciment.

2^o, *Barrage de Guerlédan*

Barrage-poids à crête rectiligne construit par blocs alternés, limités par des joints pleins sans redans, espacés de 30 m environ.

Sur le parement amont, dispositif d'étanchéité constitué par une baguette en béton armé en forme de coin s'appuyant sur les blocs avec interposition d'une mince membrane bitumineuse. A l'aval puits de drainage des eaux d'infiltration dans le joint.

3^o, *Barrage de Sarrans*

Barrage-poids à crête curviligne. Blocs séparés par des joints du type creux et à redans espacés d'environ 16 m 50. Sur le parement amont, étanchéité assurée par un prisme de bitume coulé à chaud et protégé par une baguette en

béton armé. Circuit de réchauffage à l'intérieur du bitume pour réparation en cas de fuite éventuelle. A l'aval puits de drainage réservé au moment du bourrage des joints en béton.

Les *Conclusions* des observations faites sur ces trois ouvrages sont les suivantes:

Pour les Barrages-voûtes.—Donner aux joints un écartement voisin de 15 mètres. Le système des joints creux est celui qui donne les meilleures garanties pour la liaison de blocs et il offre en outre des avantages, tel que celui d'éviter la mise en charge de l'ouvrage avant son achèvement.

Pour les Barrages-poids.—Prévoir un tracé curviligne de la crête, ne pas dépasser sensiblement 15 mètres pour l'écartement des joints qui devront descendre jusqu'au sol. La préférence va encore dans ce cas aux joints creux à redans qui, entre autres avantages, permettent pendant l'opération de bourrage une cimentation de toutes les fissures et évitent ainsi de prévoir à l'avance des joints de retrait.

Il résulte donc de l'expérience actuelle que le projet des joints d'un barrage ne nécessite qu'un petit nombre de précautions élémentaires maintenant bien connues. A condition de les observer, les joints ne constitueront plus un des points délicats de ces ouvrages.

(D 12)

CONSTITUTION ET ÉTANCHEMENT DES JOINTS DE RETRAIT ET DE CONTRACTION ET DILATATION

JUILLARD, *Suisse*

Les fissurations qui se sont produites, lors de la construction ou après l'achèvement de quelques barrages, ont amené les constructeurs à réduire la distance des joints de 35 m à 15 m, ou moins encore.

L'auteur expose une statique élémentaire du béton qui repose sur les constatations suivantes:

1. Après la fin de la prise, l'hydratation du ciment se poursuit pendant des mois et des années avec une intensité de plus en plus faible. Elle a toujours pour conséquence une augmentation du volume absolu des particules de ciment.
2. Le retrait provient de l'évaporation de l'eau non fixée chimiquement. Il augmente lors d'efforts de compression.
3. Les déformations spécifiques apparentes du béton—soit le gonflement dans l'eau ou le retrait à l'air—n'atteignent qu'une fraction, un cinquième environ, des déformations spécifiques subies par le liant en pâte pure.
4. La transformation lente du ciment, dûe à l'hydratation, empêche toujours le béton d'atteindre de hautes résistances à la traction, mais, en même temps, elle lui permet de subir le retrait sans diminution importante de cette résistance.

Les déformations produites par les contraintes intérieures du béton ont été mesurées au barrage de la Spitallamm (Grimmel). Le béton n'est soumis au retrait proprement dit qu'à sa surface; sa contraction (0,17 o/oo) provient du refroidissement consécutif à la prise. A l'intérieur de la masse, la contraction est réduite par le gonflement du béton. Les déformations dûes aux contraintes, dans les blocs de bétonnage, sont de l'ordre de 0,1 o/oo. Elles ne sont, en général, pas dangereuses, même pour des blocs de grandes dimensions. En revanche, un sol de fondation irrégulier ou une disposition malencontreuse des blocs de bétonnage peuvent entraîner une concentration des contraintes et provoquer des fissurations.

Les variations de la température atmosphérique peuvent solliciter dangereusement le béton des parements. Cette sollicitation dépend de la distance entre les joints de dilatation. Les mouvements thermiques périodiques, enregistrés pour deux grands barrages, dont les joints sont distants de 15 m, atteignent

$\pm 0,07$ o/oo, sur le parement aval; à l'intérieur du mur, ils diminuent rapidement.

A ce rapport sont annexés deux dessins relatifs à la déformation du barrage de la Spitalamm. Leur but est de démontrer la parfaite élasticité du béton, lorsque les phénomènes dus à la chaleur de prise et au retrait sont éliminés.

(D 17)

LES JOINTS DE RETRAIT, DE CONTRACTION ET DE DILATATION DU BARRAGE NORRIS

JONES, *États-Unis*

Le barrage Norris, un ouvrage en béton, haut et rectiligne, du type gravité, n'a pas de joints de contraction ou d'expansion. Les ouvrages auxiliaires, tels que la passerelle du déversoir, les murs du parapet, le bassin de dissipation d'énergie et la partie basse de l'usine de force n'ont que peu de joints.

Dans le barrage lui-même, on a prévu 27 joints de retrait qui sont perpendiculaires à l'axe du barrage et le divisent en sections monolithes gravité ayant une longueur commode pour les constructions.

On a pris toutes les mesures nécessaires afin d'obtenir, pendant une longue période, des données sur les températures et les efforts internes dans les blocs ainsi que le retrait aux différents joints. Après une période de 2 à 3 ans, alors que les joints auront atteint leur ouverture maximum, on a l'intention de les remplir de ciment afin de rendre le barrage entièrement monolithe et d'obtenir ainsi le bénéfice d'un surcroît de stabilité, provenant de la résistance à la torsion transmise depuis les épaulements par les joints cimentés, qui ont été pourvus d'un système compliqué de verrouillage.

Le ciment et les matériaux de béton du barrage ont fait l'objet d'un choix attentif et ont été proportionnés avec soin afin de diminuer le retrait. On a obtenu une densité et une résistance exceptionnelles. L'élévation maximum de température dans les blocs a été de 20° C. On n'a pas employé de moyen artificiel de refroidissement. Il y a peu de fissures transversales dues au retrait et elles sont étroites. La moitié environ des blocs ont une fissure et le bloc le plus long, de 19 mètres, en a deux.

(D 18)

JOINTS DE CONTRACTION

SANDEMAN, *Grande-Bretagne*

On donne des exemples de barrages en maçonnerie construits depuis 20 à 30 ans où l'on a constaté des fissures importantes, tandis qu'on cite trois barrages anglais presque du même âge où aucune fissure ne s'est manifestée bien que deux de ces barrages aient plus de 325 m de longueur. Ils ont été construits avec parement en pierres de taille et avec de grosses pierres incluses dans l'intérieur du béton. Dans ces trois barrages on s'est servi d'un béton de consistance pâteuse et tassé avec le moins d'eau possible.

On fait observer que l'emploi des joints de contraction est recommandé particulièrement lorsqu'il s'agit de barrages construits entièrement en béton. On mentionne le degré supérieur de finesse que possèdent les ciments qu'on emploie depuis quelque temps et la température plus élevée qui accompagne leur prise; pourtant comme une résistance supérieure n'offre guère d'avantages, on peut se demander s'il ne serait pas mieux de se servir du ciment moins fin, dont on faisait usage il y a vingt ans.

On mentionne aussi la possibilité de construire des barrages qui ne se fissurent pas, et à cette fin on donne les conseils suivants:

- (a) Vitesse modérée de construction.
- (b) Emploi d'un pourcentage appréciable de grosses pierres.
- (c) Emploi d'un ciment qui produit un accroissement de température modéré.
- (d) Aération du ciment.

On reconnaît que les sections du barrage doivent être de longueurs variables, suivant les décisions des ingénieurs chargés de l'étude; on peut toutefois choisir en pratique des longueurs minima de 8 à 10 m. En présence d'une proportion plus élevée de grosses pierres on peut se servir de divisions plus longues.

On mentionne le type de joint employé au barrage de Kensico (États-Unis) où sont prévues des tôles verticales en cuivre afin d'en assurer l'étanchéité, et également le type dont on s'est servi dans un barrage en Irlande du Nord où un panneau saillant de chaque section pénètre dans une mortaise pratiquée à cet effet dans la section voisine. On croit que c'est là un dispositif des plus simples et des plus efficaces.

(D 31)

ÉTANCHEMENT AU MOYEN DE CAOUTCHOUC DES JOINTS DE DILATATION DU REVÊTEMENT EN BÉTON DU CANAL D'AMENÉE DE LA CENTRALE DE LADCE SUR LA RIVIÈRE VÁH

SMRČEK ET KALLA, *Tchécoslovaquie*

Pour l'utilisation de la force motrice du Váh à Puchov, un canal d'amenée a été construit. Ses caractéristiques sont les suivantes: longueur 6 km, largeur au fond 18,3 m, talus 1:1,75, profondeur de 6 à 7 m. Le canal est formé en partie par des digues en gravier d'une hauteur atteignant 10 m. Le fond et les talus sont étanchés par un revêtement de béton de 15 cm d'épaisseur, fait au moyen d'une machine de Dingler. D'après les essais effectués dans une section du canal, la distance moyenne des joints de dilatation est de 8 m (max. 12, min. 4 m). Les joints ont une forme conique, ils ont exécutés dans le béton frais. Pour l'étanchement, une bande de caoutchouc a été enfoncée dans le joint à une profondeur de 8 cm. Le profil trapézoïdal est de la forme

$$\frac{18,5 + 20,5}{2} \times 19 \text{ mm.}$$

L'espace au-dessus de la bande est rempli de mortier 1:6 armé d'une barre de fer, pour protéger cette bande contre toute détérioration. La dilatation est rendue possible au moyen d'une feuille de papier posée sur une des faces du joint.

La bande de caoutchouc contient 90% de para-gomme et 10% de matières auxiliaires pour obtenir une plus grande plasticité et comme protection contre le vieillissement. Pour ce caoutchouc, le module d'élasticité est de 40 kg/cm², la limite de proportionnalité est de 25 kg/cm² et la limite de compressibilité est de 1765 kg/cm².

La bande de caoutchouc a été insérée sous tension, afin que sa pression sur les faces du joint ne dépasse pas 1 kg/cm², ce qui correspond à la pression maxima de l'eau du canal.

Pour se rendre compte de son vieillissement, le caoutchouc utilisé fut vieilli artificiellement en le soumettant à une pression de 21 atm. et à une température de +70°C. dans des bombes d'oxygène. Les essais sur du caoutchouc, ainsi vieilli artificiellement jusqu'à 18 années, ont prouvé qu'il ne perd pas son élasticité en vieillissant et que seule, sa compressibilité diminue.

La période de garantie par l'entrepreneur a été fixée à 5 ans, après lesquels la bande de caoutchouc doit avoir les propriétés suivantes: poids spécifique, moins de 1 g/cm³; résistance à la traction, 83 à 100 kg/cm²; et allongement, 600 à 799 %.

Le canal actuellement en exploitation n'a montré aucune perte d'eau mesurable et le résultat obtenu jusqu'ici est très satisfaisant.

(D 32)

CLAVAGE DES BARRAGES VOÛTES

COYNE, France

Après clavage, sous l'effet du refroidissement ultérieur du béton, dont la chaleur de prise met longtemps à se dissiper, les joints des barrages voûtes se rouvrent, il faut donc reprendre leur serrage au moyen d'injections de ciment.

Voici comment a été réalisé l'étanchement des joints de contraction du barrage voûte de Marèges, sur la Dordogne, (France). L'ouvrage a été divisé en 18 blocs de 12 mètres environ de longueur, séparés par des joints de contraction de 1 mètre d'épaisseur. Ces joints ont été ensuite remplis de béton coulé. Pour assurer leur étanchéité, on les a munis à l'amont de lames de cuivre pliées, et on a réalisé le système d'injections décrit ci-après.

Ce système présente deux réseaux de trous, les uns verticaux, les autres horizontaux. Les *trous verticaux* (1 tous les 4 mètres, au total 4.600 mètres) ont été aménagés au droit des joints au moyen d'un tube de caoutchouc de 50 mm de diamètre qui était maintenu rectiligne pendant le coulage du béton du joint, et enlevé après prise. Les trous étaient arrêtés dès que leur distance à l'un des parements devenait inférieure à 1 m, et prolongés horizontalement par des tubes métalliques venant déboucher sur le parement aval.

L'injection des trous verticaux exécutée avant la mise en eau a absorbé 52 tonnes de ciment.

Les *trous horizontaux* ont été réalisés au moyen de tubes métalliques 33/42, disposés tous les 4 mètres (longueur totale 3.800 mètres) débouchant sur le parement aval du barrage. L'injection de ces rampes horizontales devant être faite après celle des trous verticaux, il importait d'empêcher le ciment de la première injection de venir remplir les rampes horizontales qui doivent rester disponibles pour une opération ultérieure. Ce résultat a été obtenu au moyen de clapets irréversibles entourés d'une petite quantité de sable fin. Ces clapets permettent en outre de reprendre plus tard et indéfiniment l'injection, si on prend la précaution de laver les tubes après l'injection, ce lavage étant d'ailleurs facilité en donnant au tube une légère pente (5 à 10%) vers l'aval.

L'injection d'une partie des rampes horizontales vient d'être entreprise 9 mois après la mise en eau alors que les fuites du barrage atteignent environ 3 litres à la minute.

Les clapets fonctionnent parfaitement malgré les injections antérieures, et on peut s'attendre à ce que les fuites du barrage tombent au-dessous de 1 litre/minute, chiffre certainement exceptionnel.

(D 33)

CONSTITUTION ET ÉTANCHEMENT DE JOINTS DE RETRAIT, DE CONTRACTION ET DE DILATATION DES BARRAGES EN BÉTON

WILLIAMSON, Grande-Bretagne

La question des joints qui conviennent aux barrages en béton a pris une importance croissante pendant ces dernières années, en partie pour les raisons suivantes:

(a) Augmentation plus rapide de résistance du ciment Portland, avec production plus rapide de sa chaleur de prise.

(b) Construction plus rapide, avec température interne augmentée et refroidissement retardé.

(c) Masses plus grandes de béton dans les hauts barrages, avec refroidissement et retrait plus lents.

Les ciments Portland ordinaires actuellement vendus en Grande-Bretagne, essayés sous la forme de briquettes de mortier 3: 1, montrent des résistances après trois jours et après sept jours supérieures à celles qu'ont donné les ciments à durcissement rapide de 1927.

Malheureusement, au point de vue de la construction des barrages, l'accroissement de la résistance aux essais après peu de jours est accompagné d'une production de chaleur plus grande et plus rapide et d'un retrait final plus fort. Bien entendu la durée de la construction n'est pas toujours sous le contrôle de l'ingénieur, mais, quand cela est possible, il faut lui laisser une grande latitude. En effet, le refroidissement complet de masses importantes de béton peut demander un délai de plusieurs années.

Étant donné qu'on s'est prémuni contre la contraction due au refroidissement, cette précaution prendra soin des variations périodiques de température, des mouvements secondaires résultant du retrait résiduel, des déformations dues aux pressions, des tremblements de terre et de l'affaissement du sol. On peut donc tenir compte de ces mouvements secondaires grâce au système de joints de contraction et de dilatation.

Barrages-gravité.

Par ailleurs, le dispositif le plus usuel adopté jusqu'à présent consiste à construire le barrage en sections de 15 à 45 m larges, séparées par des joints transversaux, les sections voisines étant construites par tranches alternées et ayant leur face latérale rainurée pour former clé et assurer la solidarité. On estime qu'ainsi le retrait de prise, ainsi que les mouvements subséquents de contraction et de dilatation, seront absorbés dans ces joints dont l'ouverture peut être considérable. La fermeture est réalisée d'habitude du côté du parement amont au moyen d'un étanchement métallique sous forme d'une tôle de cuivre posée à travers le joint et insérée dans le béton de chaque côté.

L'étanchement peut être fait aussi de la manière suivante: on aménage une grande rainure à queue d'aronde le long du joint côté amont, on enduit de bitume les faces de la rainure et on la remplit de béton (ou de béton armé) quand la période de retrait de prise est terminée. Les enduits de bitume permettent les faibles mouvements subséquents.

Brèches de retrait.

Aujourd'hui on préfère en général aux joints simples des brèches de retrait transversales distantes de 12 à 15 m. Les brèches sont étroites, n'ayant que de 0 m 60 à 1 m 50 de largeur. Les sections du barrage entre les brèches peuvent alors être construites simultanément, et se refroidissent plus vite puisque toutes leurs faces se trouvent exposées à l'air. Les joints des brèches servent ensuite au retrait des sections du barrage.

Pendant les dernières phases de la construction on remplit les brèches de béton. L'étanchement des joints de dilatation est assuré soit par des rainures verticales enduites de bitume comme dans le cas précédent soit par des tôles métalliques, soit par des rainures à queue d'aronde avec étanchement en bitume en amont, soit en combinant ces divers procédés.

En obturant les brèches de dilatation seulement par un masque vertical sur la face amont, on obtient un barrage type contreforts à gravité, dont les conditions

sont favorables au retrait et au refroidissement, et qui est économique. On étudie cette méthode et on donne des détails de joints pour un barrage haut de 92 m.

Barrages à voûte horizontale.

On expose la méthode dont on s'est servi pour plusieurs barrages lors du projet hydro-électrique de Galloway (sud-ouest de l'Écosse). Suivant cette méthode, on aménage des brèches de retrait radiales et à faible écartement, on les obture avec du béton et on les étanche par du coulis de ciment sous pression. Ce procédé a pour but de garantir un refroidissement suffisant avant le remplissage des brèches et d'éviter tout joint susceptible de se rouvrir. On évite également les joints de bitume.

On reproduit des figures qui montrent les détails des joints dans des barrages à gravité et à voûte horizontale en Galloway.

(D 55)

CONSTITUTION DES JOINTS DE RETRAIT, DE CONTRACTION ET DILATATION

WESTERBERG, FLODIN ET WERNER, *Suède*

M. *Westerberg* expose les expériences faites en Suède sur les joints. Les joints de construction servent ordinairement comme joints de retrait. Que le béton soit armé ou non-armé, on ajoute d'habitude une armature à ces joints; dans le premier cas on emploie une armature additionnelle.

La disposition des joints est déterminée par la répartition des joints de construction. L'expérience montre que les proportions entre la longueur du monolithe et sa hauteur doivent être de 2:1 à 2,5:1. Cela l'applique au béton non-armé. Dans le cas de béton armé ou de maçonnerie, on peut augmenter la proportion.

On donne comme exemple le canal de la centrale de Trollhättan, construit en 1905-7 comme mur en maçonnerie, sans joints de contraction et de dilatation dans les parties n'excédant pas 7 m de hauteur. Ou n'y a remarqué aucune fissure due au retrait ou à la variation de température. Aux parties du mur qui sont plus hautes, jusqu'à 13 m, de joints de contraction et de dilatation ont été faits à des intervalles de 10 à 12 mètres. Aucune fissure n'a paru.

Dans un barrage actuellement en construction et dont la maçonnerie représente les 55% du volume, on ajoute des joints de dilatation dans la partie supérieure du mur, à partir de 3,5 m du couronnement. Les intervalles entre les joints sont équivalents au double de la hauteur du barrage.

Quant à la construction des joints de contraction et de dilatation, on a constaté que des couches asphaltiques ne conviennent guère parce que l'asphalte est facilement expulsé du joint. Des constructions à pente raide ont été employées, mais elles laissent beaucoup à désirer à cause de leur manque d'étanchéité. Un joint en bois est représenté et ce joint peut être employé sous l'eau. On considère que les joints, faits de cuivre dur laminé ou d'acier inoxydable, remplissent mieux le but poursuivi.

M. *Flodin* explique que le canal d'amenée à l'usine hydro-électrique de Malfors est prolongé par un pont-canal en béton de 120 m de longueur qui repose sur de minces piliers en béton placés à des intervalles de 10 mètres. Des joints de contraction et de dilatation sont placés à des intervalles de 30 mètres. Des tôles de cuivre recourbé de 1 mm sont fixées par des boulons aux ailes des poutres en acier encastées dans le béton. Afin d'éviter les infiltrations et d'empêcher l'action électrolytique, des tôles en plomb sont appliquées de chaque côté du cuivre. La fondation se compose de sable fin. Dans le but d'empêcher les différences de

mouvements verticaux des sections du pont-canal, qui pourraient produire une rupture dans la tôle de cuivre, les piliers avoisinant les joints de contraction et de dilatation sont érigés sur des semelles communes.

M. *Werner* traite la question de la construction des joints de contraction et de dilatation, des joints de retrait et des joints de construction dans les barrages et dans d'autres travaux hydrauliques, construits en béton ou en béton armé et reposant sur le rocher. Ensuite vient un bref exposé des méthodes employées par Vattenbyggnadsbyrån (VBB). Le rapport est illustré par des cas typiques de joints appliqués à plusieurs ouvrages importants, notamment le Chenderoh Ambursen Dam dans la Presqu'île de Malacca (achevé 1930) et la Barrage de Krångede en Suède (achevé 1936) qui a été décrit lors du Congrès des Grands Barrages à Stockholm. Les joints employés ont été trouvés imperméables et satisfaisants jusqu' à présent sous des hauteurs d'eau d'environ 25 m au maximum.

(D 62)

CONTRACTIONS ET DILATATIONS LONGITUDINALES MESURÉES DANS UN BARRAGE MASSIF EN BÉTON

CONTESSINI, *Italie*

L'auteur, qui a dirigé les travaux pour la construction du Barrage de Cignana, après avoir indiqué les caractéristiques du barrage et décrit la disposition des joints, expose les résultats des mesures systématiques effectuées sur ces derniers pour connaître les variations de leur ouverture et pour en déduire les contractions et les dilatations longitudinales du barrage.

Ces mesures ont permis d'établir la grandeur, soit de la contraction progressive due au retrait et au refroidissement de la masse, soit des contractions et des dilatations périodiques résultant des conditions externes.

L'auteur examine en outre les relations entre les ouvertures des joints et les températures internes, en en déduisant le coefficient probable de la dilatation thermique linéaire du béton constituant le barrage.

(D 65)

JOINT DE LA PLAQUE IMPERMÉABLE EN BÉTON ARMÉ AVEC LE TERRAIN DANS LE BARRAGE DU COGOTÍ

DEPARTAMENTO DE RIEGO, *Chili*

Dans la construction du Barrage de Cogotí, en remblai de roches avec plaque en béton armé sur la paroi amont, il a fallu prendre des précautions toutes spéciales pour les joints de la plaque avec les parois de la gorge.

Ces joints ont été réalisés au moyen de deux dispositifs:

L'un pour la partie inférieure, où la pente du terrain naturel est modérée; et l'autre pour la partie supérieure où la pente est presque verticale. Le présent rapport a trait plus particulièrement à ce dernier type de joint.

Le "Departamento de Riego", chargé de l'étude et de la construction de ce genre de travaux au Chili, soumet à la considération du Congrès les dispositifs indiqués, afin de connaître l'opinion des ingénieurs dont l'expérience acquise leur permettra de les corriger ou de les améliorer.

SECOND CONGRESS**ON LARGE DAMS**

WASHINGTON, D. C., 1936

**ETUDE DES REVETEMENTS DES PAREMENTS DES BARRAGES
EN MACONNERIE ET EN BETON**

Rapporteur Général: T. H. STANLEY

*Division of Rivers and Harbors, Corps of Engineers, U. S. War Department***CONSIDERATIONS GENERALES**

Les rapports au sujet des parements des barrages en maçonnerie et en béton contiennent les renseignements les plus intéressants sur les méthodes développées pour réduire ou empêcher l'infiltration sur les parements en amont; et, aux endroits où les conditions climatiques sont défavorables, pour protéger les parements contre les dommages provenant soit des variations extrêmes de température, soit de l'abrasion par les glaces flottantes et les débris. Divers moyens ou combinaisons ont été employés pour assurer l'étanchéité des parements, comme l'emploi d'un béton à fort dosage dans le parement du barrage, l'obturation avec des composés asphaltiques ou autres composés similaires, l'application de revêtements en mortier de ciment soit à la main soit au "ciment-gun," ou l'emploi de couvertures métalliques ou diaphragmes. Pour la protection contre les conditions climatiques, particulièrement le gel, il est considéré indispensable d'obtenir un revêtement aussi imperméable que possible, réduisant ainsi l'effet alternatif du gel et du dégel, et, deuxièmement, d'utiliser sur les parements extérieurs des matériaux non-gélifs, comme un béton de haute qualité, et des revêtements en blocs de pierre naturelle ou artificielle.

En ce qui concerne tout d'abord les méthodes pour réduire ou éliminer les infiltrations, il semble qu'en Europe on ait prêté une plus grande attention à ce facteur qu'aux États-Unis. L'emploi des composés asphaltiques ou des produits analogues est très répandu. Ceux-ci peuvent être appliqués en une ou plusieurs couches, chaudes ou froides, et renforcés au moyen de jute ou de burlap. Ces couches sont relativement peu coûteuses et sont facilement appliquées, mais

[TRADUIT DE L'ANGLAIS.]

étant sujettes aux dégâts par abrasion, il importe de les protéger si leur efficacité doit rester permanente. M. J. Bolomey (Suisse) fait ressortir la nécessité d'un choix soigneux des composés asphaltiques et bitumineux à employer, et la nécessité d'une protection contre l'abrasion pour assurer l'efficacité du revêtement.

M. P. D. Glebov (U. S. S. R.) dans un rapport entièrement consacré aux matériaux bitumineux, arrive à la conclusion que les nattes bitumineuses peuvent être recommandées comme un des meilleurs matériaux isolants à employer pour la protection des hauts barrages en béton contre l'action nuisible de l'eau, et déclare qu'elles peuvent être également utilisées dans la construction de diaphragmes imperméables pour les hauts barrages en terre et en remblai de roches. Des couches de mortier ont été aussi employées assez généralement en Europe pour empêcher l'infiltration. On applique ces couches soit à la main, soit au moyen du ciment-gun, et elles peuvent être simples ou renforcées par une armature en métal ancrée au corps du barrage. En général, ces revêtements ont donné satisfaction, quoique quelques ruptures sérieuses se soient produites, notamment dans les barrages en maçonnerie.

M. J. Bolomey n'est pas en faveur des revêtements en mortier appliqués à la main, à cause de leur faiblesse structurale et de l'insuffisance de leurs qualités d'adhésion, mais s'ils sont appliqués par un ciment-gun, et de préférence renforcés et ancrés au corps du barrage, il les trouve excellents aussi bien pour les barrages en béton que pour les barrages en maçonnerie. M. A. Haegelen (France) déclare que ces revêtements, seuls ou renforcés, sont efficaces pour les barrages à basse altitude, mais ne résistent pas aux sévères conditions climatiques qui se rencontrent dans les montagnes, et qu'on peut s'attendre à des fissures et à des ruptures générales provenant de la dilatation et de la contraction aussi bien que de l'action du gel. L'emploi d'un béton de haute qualité dans le parement en amont du barrage pour réduire la perméabilité attire de plus en plus l'attention des ingénieurs. En apportant la plus grande attention aux matériaux utilisés et à la mise et à la manipulation du béton, de préférence avec vibrateurs, on peut obtenir un revêtement d'une imperméabilité et d'une densité satisfaisantes. M. J. Bolomey insiste sur l'importance d'un béton dense et imperméable dans les parements amont des barrages, et sur la nécessité d'un contrôle soigneux des matériaux et de la mise du béton pour assurer une surface non-gélive. Il décrit aussi dans son rapport les expériences importantes qui ont été faites en Suisse pour déterminer les causes des dégâts infligés au béton par le gel, et les mesures de prévention nécessaires. M. A. Haegelen explique que la méthode française actuelle consiste à employer du béton à fort dosage de ciment dans les parements en amont des barrages, et que dans les régions où les conditions climatiques sont défavorables on en emploie parfois dans les parements aval. Le Dr. Heinrich Weigl (Autriche) estime également que les parements amont doivent être protégés par un revêtement de béton non-gélif. Le Dr. K. Lossman et M. J. Petzny (Tchécoslovaquie) dans leur rapport, décrivent la méthode employée dans la construction du barrage de Vranov, où un parement amont du béton imperméable fut mis en place séparément du corps du barrage et laissé refroidir avant que l'espacement intermédiaire de 2 mètres ait été rempli.

Plusieurs plans ont été conçus pour assurer une perméabilité complète par l'emploi de revêtements métalliques ou diaphragmes, mais jusqu'à présent ils ont été fort peu employés, surtout en raison des frais élevés qu'ils entraînent. M. Iwan Iwanow (Bulgarie) est d'avis que le meilleur moyen pour assurer l'étanchéité d'un barrage-poids est d'employer un revêtement métallique en feuilles imbriquées de bronze mince ou de métal inoxydable par l'action de l'œu, attaché au parement par du ciment bitumineux.

La protection de la surface exposée des barrages contre les conditions climatiques est une question d'importance capitale dans les structures se trouvant à de hautes altitudes. En raison des dommages causés au béton par le gel, les ingénieurs estiment de plus en plus que même le béton à fort dosage de ciment ne peut résister longtemps aux alternances fréquentes de gel et de dégel s'il est resté sans protection dans un état humide. Dans n'importe quelles mesures prises, la nécessité d'empêcher l'infiltration à travers les matériaux du parement du barrage, ne pouvant pas résister aux effets de gel, est d'une importance capitale. Une méthode qui semble être en faveur en Europe consiste à appliquer un revêtement en pierre naturelle d'épaisseur convenable, avec les joints soigneusement cimentés pour empêcher l'infiltration. M. Bolomey déclare qu'en Suisse la tendance actuelle est de protéger les deux surfaces des barrages-poids en béton par un épais revêtement en maçonnerie de pierre naturelle, malgré les frais supplémentaires, les retards et les inconvénients qui peuvent résulter.

M. Haegelen fait remarquer que pour les barrages situés à de hautes altitudes, la seule solution qui ait donné toute satisfaction consiste à protéger le revêtement, ou le moyen utilisé pour empêcher l'infiltration, par un autre revêtement en maçonnerie; et que, pour le parement aval, il faut appliquer un revêtement en maçonnerie, ou bien que le béton dans le parement doive avoir un fort dosage de ciment. Le Professeur D. Ludin (Allemagne) est en faveur de l'emploi d'un revêtement soit en maçonnerie soit en béton damé. M. G. S. Lalin note que les revêtements en pierres ont été communément employés en Suède pendant beaucoup d'années, mais que les ingénieurs sont d'opinions très différentes en ce qui concerne leur efficacité. Il déclare que de grandes précautions doivent être apportées à la pose de la maçonnerie, et ajoute que le soin avec lequel le béton est mis en place derrière cette maçonnerie est la condition principale pour assurer de bons résultats. Les revêtements en pierres artificielles, faites de béton non-gélif de haute qualité, sont considérés par certains ingénieurs comme présentant des avantages du fait que les blocs peuvent être uniformément établis dans les dimensions désirées, n'exigent pas d'ouvriers spécialisés pour leur préparation, et peuvent être posés plus rapidement que la maçonnerie de moellons.

De nombreuses variations ou combinaisons des moyens particuliers pour assurer l'imperméabilité ou la protection contre les conditions climatiques sont possibles. M. A. Haegelen déclare que les tendances actuelles de la technique française, en ce qui concerne les méthodes pour assurer l'imperméabilité des barrages en béton, le type le plus généralement construit en France, consistent dans l'emploi du béton vibré à fort dosage en ciment sur une profondeur de plusieurs pieds le long du parement du barrage, supplémenté par des revêtements imperméables de mortier de ciment appliqué par un ciment-gun sur le

parement amont, ou par l'application de revêtements bitumineux ou de produits analogues, ou par une combinaison des deux procédés. Pour les barrages aux altitudes élevées, les ingénieurs français favorisent la protection du parement amont du barrage, et des revêtements employés pour empêcher l'infiltration, par un autre revêtement en maçonnerie. En général les parements aval des barrages ne sont pas considérés comme exigeant des moyens de protection spéciaux quoique dans les régions où les conditions climatiques sont défavorables un revêtement en maçonnerie puisse être appliqué, ou que le béton extérieur puisse être établi avec un fort dosage de ciment. Le Professeur D. Ludin fait ressortir qu'en Allemagne les barrages en maçonnerie, type qui a été le plus employé dans le passé, sont généralement protégés sur le parement amont par une mince couche de mortier imperméable, sur laquelle deux ou trois couches de peintures bitumineuses sont appliquées, et qui à leur tour sont protégées par un revêtement en maçonnerie ou en béton damé. Ces mesures sont supplémentées par un réseau de tuyaux de drainage placés à un ou deux mètres du parement du barrage. Il indique alors que les barrages en maçonnerie ont été jadis largement employés en Allemagne, et qu'à l'avenir, le béton sera préféré comme matériau. Les mesures amples et méticuleuses employées en Europe pour la protection des parements de barrage ne sont pas toujours observées aux États-Unis, où cependant un contrôle attentif est exercé sur le choix et la préparation des matériaux et leur mise en œuvre. Dans les structures importantes, il est généralement de pratique d'exiger que le béton adjacent aux parements des barrages soit d'un dosage de ciment plus fort que celui qui est employé dans le corps principal, et qu'il soit mis en œuvre simultanément avec le béton dans le corps du barrage pour assurer une seule masse. Dans l'ensemble les rapports soumis, après avoir esquissé les méthodes généralement favorisées pour la protection des parements des barrages et après avoir décrit les méthodes employées dans beaucoup de barrages existants, contiennent des descriptions des études sur le contrôle de la température du béton et sur les causes des dommages infligés au béton par le gel. M. G. A. Nielaender (U. R. S. S.) présente un rapport intéressant sur divers essais et études de laboratoire concernant les efforts du béton et les déformations dues à la température. M. J. Bolomey, dans la cinquième partie de son rapport, décrit les enquêtes effectuées sur les causes d'avaries au béton par le gel, et les conclusions auxquelles il est arrivé quant aux caractéristiques que doit présenter un béton non-gélf. M. W. J. E. Binnie (Grande-Bretagne) donne une description du plan de construction du Réservoir du Jubilé en Chine, où des précautions ont été prises pour la protection de la construction contre les dégâts causés par les tremblements de terre.

SUJETS DE DISCUSSION

1. Dans quelle mesure et sous quelles conditions générales les méthodes actuellement employées pour l'étanchéité des barrages en béton et en maçonnerie peuvent-elles être considérées satisfaisantes, et quels moyens d'investigation et de recherche doivent être suivis pour arriver à une meilleure solution de ce problème?
2. Effets du climat et besoins de mesures de protection.

RESUMES DES RAPPORTS SUR LA QUESTION V

(D 5)

RÉSISTANCE À LA FISSURATION DE LA COUCHE SUPERFICIELLE DES BARRAGES-POIDS

NIELAENDER, U. R. S. S.

Le premier chapitre décrit la méthode et l'analyse des résultats des expériences de laboratoire effectuées dans le but d'étudier la résistance à la fissuration des couches extérieures de béton jeune (âge de 2 à 40 jours). En transportant une éprouvette d'un bain chaud (40° C.) à un bain froid (0° C.) on y provoquait artificiellement des efforts internes. L'instant de la formation des fissures était déterminé au moyen d'un télétensomètre bétonné dans l'intérieur de l'éprouvette. Les expériences ont montré que la résistance à la fissuration superficielle est déterminée non par la qualité de résistance à la compression du béton, mais par sa plasticité. Les éprouvettes de 1 à 2 jours supportaient, sans apparence de fissures, des déformations trois fois plus grandes que celles des éprouvettes du même béton âgé de 6 à 7 jours.

Le deuxième chapitre est consacré à l'analyse des facteurs qui développent des efforts dans la couche superficielle des barrages poids. Les méthodes de calcul approximatif de la répartition de la température (méthode Schmidt) et de celle des déformations d'ordre thermique y sont discutées. Leur adaptabilité aux problèmes de la période de prise (celle de l'exothermie du béton), ainsi qu'à ceux des conditions normales d'exploitation, est démontrée par la comparaison des résultats du calcul théorique et des observations effectuées au barrage de Dnieprostroi. Pour étudier l'influence de la sécheresse et de l'humidité de la surface aval sur le développement d'efforts internes, des expériences spéciales sont en cours au Barrage Dnieprostroi. Les premiers résultats obtenus indiquent une importance prédominante du facteur thermique sur les déformations de la couche superficielle.

Pour prévenir la formation de fissures, il est recommandé, en élaborant un projet, aussi bien qu'en choisissant une méthode d'exécution, de faire le calcul thermique d'un barrage pour la période d'exothermie du béton ainsi que pour celle de condition normale d'exploitation, après refroidissement du noyau.

(D 6)

ÉTUDE DES REVÊTEMENTS DES BARRAGES EN MAÇONNERIE ET EN BÉTON

BOLOMEY, Suisse

Les parements des barrages doivent être protégés par des revêtements spéciaux.

Un enduit asphaltique n'a qu'une durée limitée s'il est exposé aux chocs. Il doit être insensible aux variations de température et ne pas être altéré par l'eau.

Les enduits en mortier exécutés à la main se détachent souvent en larges plaques et ne sont pas à recommander. La gunite armée donne des résultats beaucoup plus satisfaisants, mais ne peut cependant protéger un béton déjà attaqué par le gel.

Un rideau étanche, constitué par des tôles métalliques soudées entre elles, et protégé par un fort revêtement en béton non-gélif ou en maçonnerie, est d'une exécution délicate et fort coûteuse. Il faut lui préférer un enduit asphaltique de 5 à 20 mm d'épaisseur (bandes de jute imprégnées d'asphalte) appliqué directement sur le béton et protégé par un enduit en gunite armée, solidement ancré au massif central.

Un revêtement en béton imperméable à dosage renforcé doit être non-gélif et résister à l'action agressive de l'eau. Les expériences de laboratoire faites à Lausanne permettent de donner des directives pour la fabrication d'un tel béton qu'il convient toutefois de protéger par un enduit en gunite armée.

La protection du parement amont peut aussi être assurée par un revêtement relativement mince en pierres de taille artificielles s'appuyant sur une zone suffisamment épaisse de béton spécial non-gélif. Un parement en maçonnerie de pierres naturelles n'est pas avantageux du côté amont; il pourra, par contre, être indiqué pour le parement aval qui n'a pas besoin d'être parfaitement imperméable et peut être constitué en grande partie par une maçonnerie en pierres de petit échantillon.

L'étanchéité d'un barrage en maçonnerie sera assuré par un rejointoyage soigné ou par un enduit en gunite armée.

(D 13)

ÉTUDE DES REVÊTEMENTS DES PAREMENTS DES BARRAGES EN MAÇONNERIE ET EN BÉTON

HAEGELEN, *France*

L'auteur du rapport examine, dans une première partie, les observations faites sur des barrages en maçonnerie ou en béton existant en France.

Un grand nombre de ces ouvrages sont d'ailleurs trop récents, pour qu'on puisse considérer comme définitives les conclusions auxquelles ont conduit les observations déjà faites.

Au barrage de la Grande Rhue, situé à altitude modérée et mis en service en 1926, on a constaté que l'enduit au ciment-gun non armé appliqué sur le parement amont commence à être détérioré par l'action du gel.

Dans les Pyrénées, on a constaté sur plusieurs barrages établis à des altitudes supérieures à 1.500 mètres, au-dessus du niveau de la mer, que les enduits au mortier de ciment, même s'ils sont renforcés par des armatures, ou protégés par des peintures bitumineuses, résistent mal aux actions climatiques.

Les dispositions adoptées pour les barrages de l'Oule et d'Artouste, qui comportent un revêtement de moellons venant protéger le masque étanche, paraissent par contre avoir donné pleinement satisfaction.

Dans une seconde partie, l'auteur décrit les revêtements adoptés pour les parements de quelques ouvrages, dont la construction vient d'être achevée et parmi lesquels figurent les grands barrages de Sarrans, du Chambon, de Marèges, de la Bissorte et du Sautet.

Dans ses conclusions, l'auteur du rapport essaie de dégager les tendances actuelles de la technique française en la matière:

(a) *Parement amont.*—Étude méthodique de la composition des bétons et de leur étanchéité, vibration des bétons, renforcement des dosages en ciment des bétons dans la partie amont des barrages, emploi séparé ou simultané d'enduits au ciment-gun, de produits bitumineux, ferrailage des enduits.

Pour les barrages de haute altitude, emploi de revêtements maçonnés capables de résister au gel et aux variations de température.

(b) *Parement aval.*—Pour les barrages exposés à des conditions climatiques rigoureuses, renforcement du dosage des bétons au voisinage du parement aval, ou même revêtement en maçonnerie de moellons.

ÉTUDE DES REVÊTEMENTS DES PAREMENTS DES BARRAGES EN MAÇONNERIE ET EN BÉTON

BINNIE, *Grande-Bretagne*

Le barrage de Shing Mun de 83,8 m de hauteur au-dessus du lit de la rivière, est situé sur le littoral de la Chine. On croit y trouver quelques nouveautés, qui ont été suggérées en partie par le rapport traitant des réparations au barrage de Ringedal présenté par M. Chr. F. Grøner au Congrès en Scandinavie.

Il s'agit d'un barrage de construction complexe où l'on distingue cinq éléments distincts, dont chacun peut se déplacer relativement aux autres sans gêner la stabilité de l'ensemble; à savoir:

(A) L'écran isolant, soit "septum," en béton imperméable, pénétrant jusqu'au sous-sol de granit compact et ayant pour but d'empêcher toute infiltration au dessous de la fondation du barrage. Cet écran s'élève à 28,3 m au-dessus du lit. À ce niveau, le défilé du Shing Mun a une largeur de 36,6 m tandis qu'à hauteur du lit de la rivière celle-ci n'est que de 12,2 m. L'écran se trouve séparé du reste du barrage par un joint vertical. Aucun autre joint n'existe.

(B) Le diaphragme, construction articulée, faite de panneaux distincts larges de 7,6 m, repose sur l'écran isolant; toutefois il en est séparé de manière à lui permettre un petit mouvement de rotation autour de l'axe horizontal. Il s'appuie sur des contreforts écartés de 3,8 m d'axe en axe et sortant du bloc de poussée (C), laissant libres des espaces qui permettent l'inspection. Les panneaux peuvent se déplacer relativement à la surface des contreforts, que servent d'appui.

Une description des joints prévus est donnée en détail.

(C) On nomme "bloc de poussée" la construction en béton qui sert d'appui au diaphragme et qui est munie d'escaliers et passages d'accès conduisant à la base des panneaux de ce dernier. La poussée de l'eau exercée sur la face du diaphragme se transmet à l'autre portion du barrage par l'intermédiaire du bloc de poussée.

(D) L'enrochement placé derrière le bloc de poussée est revêtu, sur la face amont, de pierres avec du mortier de ciment Portland.

(E) Il est prévu, entre le bloc de poussée et cet enrochement, un espace triangulaire rempli de sable de gros grain, ayant pour but de garantir un contact intime entre les deux organes dans le cas où il se manifesterait un mouvement relatif.

(F) On donne, dans le rapport, les raisons qui ont conduit à ce dispositif: (a) Suppression de toute fissure due au retrait et à la température; (b) économie dans la construction.

ÉTANCHEMENT DU CORPS ET DU PAREMENT DES BARRAGES EN BÉTON

WEIGL, *Autriche*

Des trois barrages que les Chemins de Fer Autrichiens ont construit pour l'électrification du Réseau de l'Ouest, le dernier construit, le barrage de Tauernmoos (Centrale de Stubach), a montré, à la première mise en eau, des infiltrations minimales et sans inconvénient; cependant, en raison de ces infiltrations, on s'est occupé de rechercher les causes de cette imperfection d'étanchéité du béton et des parements en pierres, non seulement pour ce cas particulier mais aussi en général.

Après une description des observations faites, le rapport étudie les passages possibles suivis par l'eau à travers le corps du barrage; les considérations, concernant la construction des diverses parties de l'ouvrage et la composition du béton, s'appuient sur les observations faites sur place depuis la construction jusqu'à ces derniers temps, ainsi que sur les essais systématiques exécutés sur des éprouvettes et sur l'ouvrage lui-même.

Les recherches ont montré que la construction de la maçonnerie des parements, du côté amont, a gêné le bétonnage et a conduit au coulage du béton en plusieurs lamelles horizontales minces séparées par de nombreux joints de constructions, d'où difficulté d'exécution, et que les défauts, difficiles à éliminer, impliqués par cette méthode sont une des causes de l'imperfection d'étanchéité. Cependant, il a été prouvé que les mesures prises peuvent être considérées, étant donné les circonstances locales, comme complètement suffisantes pour assurer pratiquement une maçonnerie parfaitement étanche et possédant une durée de résistance illimitée. On a fait valoir qu'un revêtement en matériaux de toute première qualité et exécuté avec le plus grand soin ne peut assurer étanchéité absolue, parce que le procédé d'exécution de la maçonnerie et du mortier de jointoiment implique également des défauts dont l'influence a été sans doute réduite au minimum, mais qui ne peuvent néanmoins être absolument supprimées.

Il est donc recommandé, dans les constructions de cette nature, de réduire à l'avenir au minimum possible le nombre des joints de construction, de manière que des couches de béton de grande hauteur soient exécutées chacune sans interruptions; il y aurait avantage à exécuter le revêtement du parement amont en un béton spécial, résistant à la gelée, et sans joints, ou bien en blocs de béton moulés en chantier, ayant une épaisseur et des dimensions adéquates. Quand on emploie des revêtements en pierres pour le parement amont, on peut les exécuter soit avant, soit après le bétonnage du corps du barrage, mais de manière à ce que les deux opérations ne se gênent pas mutuellement.

(D 29)

EMPLOI DE MATÉRIAUX BITUMINEUX DANS LA CONSTRUCTION DES GRANDS BARRAGES

GLEBOV, U. R. S. S.

1. Les revêtements bitumineux, matériaux extrêmement imperméables et très résistants aux effets nuisibles de l'eau, peuvent être employés avec succès pour protéger le béton des constructions massives qui ne sont pas exposées à subir des déformations.

Dans le cas où l'on doit s'attendre à des tassements irréguliers, à la formation de fissures, etc., la couche bitumineuse mince isolante est possible d'être endommagée, et, par conséquent on ne saurait alors recommander l'emploi de revêtements bitumineux. Si ces revêtements sont appliqués sur des surfaces exposées, il faut les protéger contre le choc de corps flottants ainsi contre des dépôts de matières fines.

2. Les mastics bitumineux sont extrêmement imperméables, très élastiques, et ils résistent bien à l'action de l'eau; ils sont insensibles aux variations de température, à la condition d'être préparés au moyen d'ingrédients convenablement choisis; ils ne présentent aucune difficulté d'emploi.

On peut donc les recommander comme un des meilleurs matériaux isolants capables de protéger les grands barrages en béton contre l'action de l'eau. On peut aussi les employer à la construction d'écrans imperméables pour les grands barrages en terre et en enrochement. Ces matériaux bitumineux doivent toujours

être protégés contre les chocs et spécialement contre les dépôts de matières fines, qui en séchant forment croûte.

3. Les mélanges asphaltiques employés dans la construction (béton d'asphalte, asphalte en lame) sont très imperméables, suffisamment résistants et élastiques, et adhèrent bien aux bétons hydrauliques. On peut les employer, non seulement comme matières isolantes, mais aussi comme matériaux de base dans la construction des parties de barrages établies sur terrains mous.

La construction de barrage et de la centrale hydro-électrique de SVIR peut servir d'exemple de cet emploi.

4. Le ciment asphaltique, une fois chauffé, forme une masse liquide épaisse et visqueuse que l'on peut recommander comme liant dans la construction des écrans imperméables des grands barrages en terre et en enrochements; bien entendu, l'espace à remplir doit être divisé en compartiments.

5. Les essais de laboratoire, comprenant la bituminisation de pierrailles de grenures différentes et de maçonneries de briques, permettent de déterminer les caractéristiques du remplissage des grands interstices et des fissures fines, et d'obtenir certains coefficients qui peuvent servir pour les installations de pompage de bitume chaud au moyen de tuyaux.

(D 34)

ÉTUDE DES REVÊTEMENTS DES PAREMENTS DES BARRAGES EN MAÇONNERIE ET EN BÉTON

LOSSMAN ET PETZNY, *Tchécoslovaquie*

Le barrage du réservoir de Vranov sur la Dyje est un barrage gravité en béton coulé. La partie intérieure du profil est en béton, 264,9 kg/m³ Ciment Portland, 221 kg/m³ C. P., 200 kg/m³ C. P. et les parois extérieures sont protégées par un tablier en béton 331,5 kg C. P. contre les intempéries et en outre pour le rendre étanche, côté amont.

Le béton a été mis en œuvre en couches de 1 m, 50 de hauteur, ayant un profil en T. Entre le tablier, épais de 2 à 3 m, et le béton de masse, un intervalle de 2 m de largeur environ a été bétonné plus tard, lorsque le tablier eut atteint 7,50 à 10 m de hauteur, et qu'il ait eu le temps de refroidir.

Les joints de dilatation sont espacés de 14,60 à 15,60 m, excepté ceux du bloc traversé par les conduites forcées allant aux turbines, pour lesquels l'espace est de 27 m. La longueur des blocs, 15 m environ, choisie d'après les résultats d'expériences obtenus sur des barrages déjà construits, a été aussi vérifiée dans le cas du béton utilisé par les formules de Engesser-Kammüller.

Des fissures furent observées dans le béton d'un à deux ans d'âge. Dans le bloc, long de 27 m, deux fissures visibles se formèrent à une distance de 8 à 12 m, mais sans se prolonger à l'intérieur du barrage. Dans cinq blocs de 15 m de longueur, des fissures sont apparues sur la paroi d'aval du barrage. Des fissures locales sont apparues, en hiver, sur la paroi d'amont au-dessus du niveau de la retenue.

Toutes ces fissures, à peine visibles en été, ont été causées par l'action du retrait et de la température, et n'ont aucune influence en ce qui concerne l'étanchéité et la stabilité du barrage. Chacun des joints de dilatation fut, du côté d'amont, étanché par une couche de Rhenabit et de Rhenasbest d'une épaisseur de 15 mm, protégée par une plaque en béton armé. En outre chaque joint a été muni d'une encoche de 20/20/cm de section, remplie d'asphalte. Au niveau maximum du réservoir, la percolation totale du barrage était de 1,2 litre par seconde. Les déformations du barrage sont déterminées à l'aide de fils à plomb dont les mouvements sont amplifiés optiquement avant d'être mesurés, les positions du fil sont

prises microphotographiquement d'après la méthode du professeur Semerad. Les déplacements du barrage sont également vérifiés par triangulation. Pour niveau maximum de la retenue on a constatée une déformation de 5,77 mm. L'écartement dû aux déformations des blocs voisins du joint de dilatation est déterminé par la mesure très précise des longueurs de trois repères, scellés en triangle dans les blocs, au moyen de l'appareil de Mahr. Par ces mesures, on a constaté que les joints de dilatation s'élargissent par suite du retrait du béton et qu'ils continuent à travailler avec les variations de température.

Pendant la mise en charge du réservoir, le barrage a été exposé aux intempéries et à des gelées. Jusqu'à présent il est resté parfaitement intact.

Ce succès est dû à la méthode de mise en œuvre du béton, mentionnée plus haut, au revêtement des parois du barrage par un béton résistant et à l'écart de 15 m environ entre joints de dilatation.

(D 45)

ÉTUDE DES REVÊTEMENTS DES PAREMENTS DES GRANDS BARRAGES CONSTRUITS EN ALLEMAGNE

LUDIN, *Allemagne*

Sur les 74 barrages allemands de plus de 15 mètres de hauteur, 59 sont des barrages-poids. Les observations recueillies sur 48 de ces derniers sont traitées dans ce rapport. Les principaux résultats sont réunis sous forme de tableau.

Les barrages-poids allemands sont, en grande majorité, construits en maçonnerie de pierres naturelles; plusieurs d'entre eux ont été construits récemment (1932). Dix barrages, dont deux sont les plus hauts d'Allemagne, ont été exécutés en béton, suivant des méthodes modernes.

Les maçonneries de pierre, souvent jointoyées à la chaux et au trass ou au mortier de ciment et de trass, sont en général exécutées du côté aval sans revêtement spécial.

Dans la majorité des cas, le côté amont des maçonneries en pierres naturelles est protégé par un système spécial inventé par le professeur Intze. Les éléments principaux de ce système de protection sont:

1. Un enduit de mortier étanche d'une épaisseur de 25 à 30 mm, appliqué en deux couches;
2. Un enduit protecteur bitumineux double ou triple, appliqué sur l'enduit précité;
3. Un revêtement protecteur constitué par une maçonnerie en moellons ou fait de béton damé. Ce revêtement a une épaisseur minimum de 0,6 à 0,8 m et se trouve devant la couche étanche. Il est relié au mur même par un assemblage évidé à la base.
4. Un réseau de tuyaux de drainage à l'intérieur de la maçonnerie, à une distance de 1 à 2 mètres en arrière de la couche étanche, débouchant vers le pied aval du mur.

Le drainage du côté aval, exécuté dans certains cas, a été reconnu superflu.

Ce système a généralement donné de très bons résultats. Dans les derniers temps, on a obtenu aussi de très bons résultats avec un mode de construction plus simple et plus économique: Une couche étanche composée d'un enduit projeté 1:3 de 40 mm d'épaisseur et d'un enduit appliqué à la main 1:2 ou 1:1 de 10 mm d'épaisseur, sans revêtement protecteur. Pour des eaux très corrosives, on a récemment effectué un revêtement en plaques de grès frettées, qui ont donné à l'essai une étanchéité très réussie.

Bien que le dernier grand barrage exécuté en Allemagne en maçonnerie ne date que de 1932, il semble que pour de nouveaux grands barrages on n'appliquera plus que le mode de construction au béton.

Les 7 barrages modernes en béton construits en Allemagne indiquent un développement rapide qui a pour point de départ l'application précise du mode de construction des barages en maçonnerie (Schwarzenbach, commencement des travaux en 1922) avec revêtement en pierres naturelles du côté aval et enduit étanche avec revêtement protecteur en béton du côté amont. Ensuite on passe à quelques constructions avec enduit projeté (Torkret) du côté aval et du côté amont, que le résultat final permet d'appeler "des constructions bien réussies", ainsi qu'à une construction moins satisfaisante avec béton étanche uniforme. Enfin on arrive à deux constructions qui promettent beaucoup, avec revêtement de béton de haute valeur appliqué du côté amont ou des deux côtés, derrière un coffrage d'acier (Agger et Zillierbach).

A peu d'exceptions près, on a conservé jusque dans ces derniers temps le drainage du côté amont pour les barrages, en béton allemands. Ce drainage est efficace et peut, pour cette raison, être désigné comme répondant bien au but. Depuis peu, on le réalise par des tronçons d'aspiration disposés presque horizontalement et au moyen de pierres artificielles à gros pores avec des évidements formant tuyaux.

L'expérience indique qu'il faut prêter plus d'attention qu'auparavant à la bonne étanchéité et au drainage parfait de la surface de couronnement du mur, parce que c'est là que se trouve souvent la cause des avaries de la crête du barrage, par suite de suintements et de gelée.

(D 49)

REVÊTEMENTS EN MAÇONNERIE DES PAREMENTS DE STRUCTURES HYDRAULIQUES

LALIN, *Suède*

L'auteur se réfère à un questionnaire envoyé aux propriétaires de grands barrages en Suède, sur leur observations faites sur des revêtements de pierres. Les réponses à ce questionnaire fournissent des opinions allant depuis la condamnation absolue jusqu'à la plus vive appréciation. On mentionne ensuite l'utilité des revêtements et on les soumet à une étude critique. On en tire la conclusion que les revêtements possèdent une valeur comme protection contre les chocs mécaniques ainsi que contre les variations de température. Toutefois la valeur du revêtement dans ces cas dépend de la qualité de son exécution. Un revêtement bien exécuté peut être utile tandis qu'un revêtement mal exécuté peut être un désavantage. On fait remarquer que même une surface de béton non revêtue peut résister à l'eau courante. Dans l'exemple donné on voit qu'un mauvais béton s'éroule dans l'eau courante tandis que le bon béton est très résistant.

Le phénomène de détérioration d'un revêtement est expliqué par l'exposé de quatre types différents. Dans la pratique ces types se présentent rarement tout seuls mais généralement combinés l'un avec l'autre. En conclusion on indique la méthode pour construire un bon revêtement, et on déclare que la condition la plus importante pour assurer un bon résultat est que l'exécution du béton en arrière du revêtement soit faite avec soin.

LES REVÊTEMENTS DES PAREMENTS DES BARRAGES EN MAÇONNERIE ET EN BÉTON

IWANOW, *Bulgarie*

L'auteur du rapport fait ressortir l'importance des revêtements des parements des barrages, spécialement du côté amont, qui servent de protection contre les variations de la température extérieure et contre les dégâts susceptibles d'être causés par l'action agressive de l'eau.

Grâce à son expérience sur les barrages en haute montagne, l'auteur est d'avis que la partie principale de ces derniers doit être construite en béton pauvre en ciment, tandis que la couche d'imperméabilisation du côté amont doit être exécutée de manière que l'eau ne puisse pénétrer dans le corps du barrage et ne vienne ainsi en contact avec les matériaux de la masse.

L'auteur voit dans ce que le Dr. Link propose pour le barrage de Beli-Isker en Bulgarie un moyen sûr et efficace de rendre le barrage imperméable. Ce moyen consiste à revêtir de plaques de cuivre le côté amont du barrage.

(D 66)

SYSTÈMES PRINCIPAUX ADOPTÉS EN ITALIE POUR IMPERMÉABILISER ET PROTÉGER LES FACES DES BARRAGES EN MAÇONNERIE *

L'Italie offre d'intéressants sujets d'étude pour l'observation des barrages, car elle possède un grand nombre de constructions de cette nature en maçonnerie ou en béton, situés à des altitudes allant du niveau approximatif de la mer à plus de 2.500 mètres, et ainsi exposés à des variations sensibles des conditions climatiques.

Les systèmes les plus communément employés pour imperméabiliser et protéger les faces d'amont des barrages sont les suivants:

- (a) Revêtement de plâtre
- (b) Revêtement de mortier de plâtre et de ciment
- (c) Béton compact et dense par lui-même
- (d) Tablier de béton
- (e) Face protectrice de métal.

Les couches d'enduits imperméables, généralement du type bitumeux, ont été également appliquées sur les faces d'amont, mais nécessitent de fréquents remplacements.

Le revêtement de plâtre de la face d'amont est le type d'imperméabilisation le plus commun en Italie. Le plâtre, d'une épaisseur de 2 à 5 cm, est appliqué à la main ou par cement-gun, et, en de nombreux cas, renforcé au moyen d'un treillage métallique. Les résultats sont satisfaisants si le travail est bien effectué et si les conditions climatiques sont favorables. Toutefois, l'action de frottement de la glace, ou de la fissuration et de la désagrégation dues à l'action de la chaleur et aux mouvements du barrage, le revêtement de plâtre n'est pas indiqué aux altitudes supérieures à 1.500 m.

Les revêtements de blocs de pierre cimentés au moyen de mortier de béton assurent une excellente protection contre les influences extérieures, et particulièrement contre l'action de la glace, mais ils ne sont pas propres à assurer l'étanchéité. Une proportion satisfaisante d'étanchéité a été obtenue par la

* Ce rapport est venu trop tard pour être résumé dans le rapport général.

pression du corps de maçonnerie situé immédiatement derrière le revêtement extérieur.

Dans la construction des barrages récents en béton, l'étanchéité a été assurée par une attention scrupuleuse à la composition granulo-métrique et à la proportion en eau et ciment du béton placé sur la section d'amont. Les tabliers protecteurs de béton adoptés jusqu'à présent en Italie sont tous du type à arche multiple, engainés dans le corps de maçonnerie du barrage. Au barrage de Ceresole Reale, les arches du tablier ont un rayon extérieur constant de 2 m et un rayon intérieur allant de 1 m 5 au sommet à 1 m à la base. L'angle du cercle de l'arche extérieure est de 140° , et les jointures verticales de contraction sont espacées de 20 m et situées aux impostes. Cette disposition protège la face du barrage contre tout contact direct avec l'eau, mais elle est très coûteuse. On obtient des résultats satisfaisants si le tablier de béton est compact et imperméable et si le tablier s'adapte lui-même aux déformations du barrage sans retrait.

Des tabliers protecteurs de métal ont été placés sur deux barrages en Italie. L'un d'eux, sur le Lac Diavolo, est fait de feuilles de fer pur, de 2 mm d'épaisseur et de dimensions de 2 m sur 1, soudées à l'électricité: Les tabliers de métal, comme ceux de béton, protègent le barrage contre le contact de l'eau, mais ils sont plus étendus et moins coûteux.

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

**LES ETUDES GEOTECHNIQUES DES SOLS
DE FONDATION**

Rapporteur Général: IRVING B. CROSBY

*Consulting Geologist***CONSIDERATIONS GENERALES**

Le champ extrêmement étendu de la Question No. VI, "Études Géotechniques des Sols de Fondation", comprend les études géologiques des emplacements des barrages, supplémentées par des études géophysiques et autres, la mécanique du sol, et d'autres applications de la physique et de la chimie aux problèmes des fondations et des méthodes pour remédier aux conditions défavorables. Sur les onze rapports soumis, certains couvrent un ou plusieurs aspects de la question à des points de vue spéciaux alors que les autres en discutent l'ensemble. Plusieurs rapports donnent des exemples des conditions existantes aux emplacements des barrages, des moyens employés pour les recherches sur ces conditions, et des mesures prises pour y faire face.

Trois des rapports (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; et D 57, Mead) envisagent principalement les recherches géologiques sur les emplacements des barrages. Deux rapports (D 7, Schlumberger, et D 46, Sundberg) se bornent dans l'ensemble à traiter de l'emploi des méthodes géophysiques, et étudient les emplacements des barrages en donnant des exemples de l'application de ces méthodes avec les résultats obtenus. Un rapport (D 54, Olsson) se borne à la description d'un mécanisme pour le prélèvement d'échantillons intacts du sous-sol. Deux rapports (D 21, Morokawa et Iwaoka, et D 36, Drouhin et Martin) exposent les méthodes et problèmes relatifs aux études géotechniques par les discussions détaillées des conditions rencontrées dans plusieurs barrages, et expliquent les méthodes d'exploration et les essais employés et les types de traitement choisis pour remédier

[TRADUIT DE L'ANGLAIS.]

aux conditions défavorables. Trois rapports (D 35, Grischin; D 37, Ehrenberg et Tiedemann; et D 63, Pagliaro) discutent les aspects différents de la question, mais font particulièrement ressortir les études et les essais physiques et chimiques et la classification des caractéristiques des matériaux de fondation. Des méthodes de traitement des conditions défavorables sont également étudiées en détail dans ces trois rapports.

RECHERCHES GÉOLOGIQUES DES EMPLACEMENTS DES BARRAGES

La nécessité d'une étude géologique, comme premier pas des études géotechniques sur les sols de fondation des barrages est exposée (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; D 21, Morokawa et Iwaoka; D 35, Grischin; D 37, Ehrenberg et Tiedemann; D 57, Mead; et D 63, Pagliaro) et l'attention est attirée sur l'importance de ces études et le besoin de la coopération entre le géologue et l'ingénieur. M. Lugeon insiste sur l'importance pour ce genre de travail du choix d'un géologue de grande expérience, qui ne doit pas être restreint par des demandes d'économie pour ces recherches importantes et fondamentales.

La recherche géologique d'un emplacement de barrage commence par une étude détaillée et la cartographie des lieux; ces renseignements servent à préparer des sections géologiques et en certains cas des modèles transparents. Les puits d'essais et les forages, spécialement les sondages à carottes, ont été depuis longtemps des moyens utiles au géologue; la distribution des puits et des sondages, l'étude des échantillons et des carottes et d'autres données sont une partie importante de son travail. Plus récemment les méthodes géophysiques ont été reconnues comme un nouveau moyen spécialement précieux pour la recherche préliminaire des emplacements des barrages. Les essais à la pression d'eau dans les sondages apportent souvent des indications utiles sur la condition du rocher.

Les données résultant de ces méthodes et de ces instruments ne solutionnent pas les problèmes pratiques, mais doivent être mises en corrélation et interprétées correctement. Alors que la coutume de consulter un géologue sur les problèmes de fondation des barrages est suffisamment bien établie, il est dangereux de ne pas reconnaître l'importance de l'exécution des recherches par un géologue de grande expérience et de jugement sûr, et libre d'employer les méthodes et moyens qu'il juge appropriés. De cette façon seulement on peut arriver à la meilleure interprétation des conditions et obtenir l'application la plus utile pour les problèmes pratiques. Des méthodes empiriques ne peuvent convenir à ce travail et l'emploi des généralisations et des classifications comme lois d'application universelle sont des dangers dont il faut se garder (D 8, Lugeon).

Plusieurs auteurs ont suggéré les méthodes tabulaires de certaines des caractéristiques des roches. Une classification des roches et des fondations non-consolidées en ce qui concerne la perméabilité, la résistance à la compression et la résistance aux conditions climatiques sont données par M. Pagliaro; et MM. Ehrenberg et Tiedemann ont tenté de cataloguer les formations selon la difficulté d'excavation. L'emploi des constantes physiques pour les différentes roches et un module de cassure pour le roche sont discutés par M. Grischin.

De brèves descriptions sont données des conditions typiques des emplacements de barrages dans différents types de roches: Roches ignées et métamorphiques, grès, pierre calcaire, schiste, roches volcaniques, dépôts glaciaires et alluviens. La force de soutien, la résistance au cisaillement, la perméabilité et la résistance aux intempéries de ces formations sont discutés. L'importance des failles et fissures des joints et les problèmes spéciaux aux pierres calcaires et aux schistes sont aussi expliqués (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; et D 57, Mead). L'attention est attirée sur les risques que présentent les anciennes vallées enfouies sous les dépôts d'origine glacière (D 15, Bromehead) et sur les emplacements en fous sous des sédiments perméables, cas où une étude spéciale de la possibilité d'infiltration sous le barrage est nécessaire (D 35, Grischin; D 37, Ehrenberg et Tiedemann; et D 57, Mead).

Les conditions géologiques, les moyens d'investigation et les mesures de correction prises sont décrits pour six barrages: Deux au Japon, un en U. R. S. S. et trois en Algérie (D 21, Morokawa et Iwaoka; D 35, Grischin; et D 36, Drouhin et Martin). Les descriptions des conditions des ces barrages illustrent clairement quelques-uns des problèmes discutés dans leurs grandes lignes par d'autres auteurs.

Des mesures spéciales ont été nécessaires pour empêcher l'infiltration et le soulèvement du barrage-poids en béton de Senzu, au Japon, construit sur des grès et des ardoises brisés et fissurés. À Beni-Bahdel, en Algérie, où un barrage en voûtes multiples est construit sur des grès enrobés de schistes dont certains sont très peu résistants, des essais ont été effectués et des mesures spéciales ont été prises pour prévenir le glissement et la désintégration du schiste pendant l'excavation. Le barrage en remblai de rochers de Bou-Hanifia, en Algérie, repose sur des complexes grès-marneux mêlés de sables, le tout étant recoupé par plusieurs fissures. On décrit des essais et des mesures correctives pour empêcher l'infiltration, la formation des renards et l'affaissement. Au barrage en remblai de roches de Ghrib, en Algérie, construit sur des grès friables et perméables superposés de marnes, des recherches et des précautions spéciales étaient nécessaires. Le barrage-poids en béton de Kamyschin sur la Volga en U. R. S. S. est construit sur une formation sédimentaire consistant en terre à diatomées, en grès, en sable et en argile. Des recherches très sérieuses ont été exécutées au moyen de forages, de puits de caissons, de trous et de tranchées, et des essais ont été faits au chantier et dans les laboratoires pour déterminer la perméabilité et la force de soutien ainsi que d'autres facteurs. Au barrage en terre de Seidai, au Japon, la roche est du liparite fracturé, mais sur la rive droite existe une terrasse de gravier. Les essais de perméabilité ont été exécutés et des mesures ont été prises pour empêcher les infiltrations.

Ces six exemples de formations sédimentaires, y compris les roches solides et les sols, représentent des connaissances acquises dans des conditions variées, et montrent les méthodes de recherche utiles et les mesures prises pour la correction des conditions défavorables, et qui furent couronnées de succès. De tels exemples, suffisamment détaillés, sont précieux pour la bibliographie technique.

PROCÉDÉS AUXILIAIRES DE RECHERCHES GÉOLOGIQUES DES EMPLACEMENTS DE BARRAGE

Des trous, des forages et des recherches géophysiques sont plus utiles au géologue se livrant à des recherches sur les emplacements de barrage que des méthodes séparées. La plupart des rapports mentionnent le besoin de ces méthodes. Le sondage à carotte est discuté par M. Sundberg et M. Mead, et ce dernier décrit les avantages des forages de grandes dimensions dans lesquels le géologue peut descendre pour examiner le rocher. Un mécanisme pour obtenir des échantillons intacts de formations non-consolidées, mais cohésives, sans avoir à enfoncer un tube est décrit par M. Olsson. Plusieurs auteurs discutent l'emploi des puits, des galeries et des caissons afin d'obtenir sur les roches de meilleurs renseignements que ne le permettent des forages (D 8, Lugeon; D 35, Grischin; D 36, Drouhin et Martin; et D 63, Pagliaro).

Plusieurs genres de recherches géophysiques sont utiles à l'étude des emplacements de barrages et une ou plus sur sept méthodes a été discutée par six auteurs (D 7, Schlumberger; D 36, Drouhin; D 37, Ehrenberg et Tiedemann; D 46, Sundberg; D 57, Mead; et D 63, Pagliaro). Les différentes méthodes géophysiques mentionnées comme présentant de la valeur sont les méthodes électriques, sismiques, de gravité, magnétiques, radioactives, thermiques et acoustiques. Elles ont surtout été employées pour déterminer la profondeur de la roche sans faire de forages, mais il a été aussi possible de reconnaître les différences entre les couches d'argile et de sable dans le sol de recouvrement par la méthode de résistivité électrique; plusieurs méthodes ont réussi à déterminer la position des fissures en renseignant sur la structure géologique. La méthode de la résistivité électrique a été la plus employée pour déterminer la profondeur de la roche solide, mais pour cela la méthode sismique est aussi utile. Les infiltrations des réservoirs ont été déterminées par les méthodes acoustiques.

Trois exemples de détermination fructueuse de la profondeur du bed-rock sont donnés par M. Sundberg, un par M. Drouhin et trois par M. Schlumberger; ce dernier décrit également un cas où l'emplacement des couches faibles dans le bed-rock a été déterminé avec succès.

M. Schlumberger fait ressortir le fait qu'une collaboration étroite entre le géologue et le géophysicien est désirable. Bien souvent des erreurs et des difficultés peuvent être éliminées par cette collaboration. Les méthodes électriques sont décrites en détail par M. Schlumberger et M. Sundberg et la méthode sismique par MM. Ehrenberg et Tiedemann.

Les méthodes géophysiques sont devenues les moyens les plus utiles pour l'étude des emplacements des barrages sous certaines conditions, spécialement dans les recherches préliminaires pour choisir, parmi un certain nombre d'emplacements, le plus favorable, dans les régions où le transport d'équipage de forage est difficile, ou dans les cas où il est nécessaire d'obtenir des renseignements plus rapidement que le forage ne le permet. Les résultats géophysiques ne sont pas aussi précis que ceux des forages, mais ils sont utiles pour donner une compréhension générale du problème et pour aider aux recherches dirigées et détaillées.

Beaucoup d'essais physiques et chimiques ont été utilisés pour déterminer les caractéristiques des matériaux de fondation. Certains de ceux-ci sont en usage depuis longtemps et d'autres se rapportant spécialement aux sédiments non-consolidés ont été améliorés et leur emploi est plus général depuis quelques années. Quoique certains essais soient appliqués aux roches solides et aux sols, il convient de considérer séparément les essais sur les roches solides et sur les sols.

Dans le groupe s'appliquant aux roches solides un essai sur dix au moins a été discuté par six auteurs (D 21, Morokowa et Iwaoka; D 35, Grischin; D 36, Drouhin et Martin; D 37, Ehrenberg et Tiedemann; D 57 Mead; et D 63, Pagliaro). Ces essais sont: La résistance à la charge de la roche en place; la résistance à la compression d'un bloc non-supporté; le module d'élasticité; les essais de cisaillement; la détermination du coefficient de frottement; le poids spécifique; l'essai de désagrégation pour déterminer la durabilité dans l'eau et sous la mouillure et le séchage alternatifs; la solubilité dans l'eau; l'analyse chimique de la roche et aussi des eaux fluviales et des eaux souterraines pour déterminer l'effet sur la roche et sur le barrage; et la perméabilité de la roche. Certains de ces essais sont beaucoup plus importants que d'autres et quelques-uns sont plus importants pour certaines roches que pour d'autres.

Les essais de perméabilité peuvent être utiles pour n'importe quelle roche et doivent déterminer la perméabilité moyenne de la roche en place et non pas la perméabilité de l'échantillon. Ceci est accompli au mieux par les essais à l'eau sous pression des forages, et est discuté par MM. Morokawa et Iwaoka, Drouhin, Grischin, et Ehrenberg et Tiedemann. Les deux premiers décrivent les essais effectués sur le champ d'un barrage particulier.

Les essais de résistance à la charge sont spécialement importants dans les cas des roches peu résistantes et l'essai de cisaillement est important dans le cas des schistes et autres roches qui peuvent permettre le glissement. La détermination du module d'élasticité devient importante dans le cas de hauts barrages et de barrages en voûte. L'essai de désagrégation est particulièrement applicable aux schistes et aux roches telles que les conglomérats argileux rencontrés au barrage de Saint Francis. Avec la construction de barrages plus grands et plus hauts, l'importance de ces essais sera augmentée, aussi que l'étude et l'emploi de ces résultats.

Les essais physiques applicables aux sédiments ou aux sols non-consolidés sont actuellement compris en général sous le terme de "*mécanique des sols*." Trois auteurs ont discuté un ou plus de neuf essais dans ce groupe (D 35, Grischin; D 36, Drouhin et Martin; et D 37, Ehrenberg et Tiedemann). Ces essais sont: La perméabilité (essais au chantier et au laboratoire); l'angle de frottement interne; l'essai de compression; l'essai de consolidation; l'analyse granulométrique; la porosité; le poids spécifique; la proportion d'humidité et la cohésion.

Les exemples d'essais faits pour les barrages de Beni-Bahdel, de Bou-Hanifia et de Ghrib comprennent ceux de perméabilité au laboratoire, l'analyse granulométrique, l'essai de consolidation et la détermination de l'angle de frottement interne, indiqués par MM. Drouhin et Martin, et la détermination de perméabilité par des essais de pom-

page au chantier du barrage de Kamyschin est décrite par M. Grischin.

Les essais décrits sont spécialement importants pour deux types de problèmes: l'infiltration sous le barrage, et la possibilité d'affaissement du barrage ou de sa rupture par cisaillement des sols de fondation.

Dans ces deux problèmes, comme dans presque tous les autres problèmes auxquels n'importe quels essais physiques sont applicables, les conditions géologiques doivent d'abord être clairement comprises. Des descriptions des cas dans lesquels les conditions géologiques ont été déterminées, des estimations d'infiltration faites par l'application des résultats des essais à ces conditions, et ces estimations vérifiées par les mesures exactes de l'infiltration après que le réservoir a été rempli, sont par conséquent de la plus grande valeur.

TRAITEMENT DES CONDITIONS DÉFAVORABLES AUX EMPLACEMENTS DE BARRAGES

En presque chaque emplacement de barrage, il existe des conditions défavorables, et de nombreuses mesures ont été imaginées pour y remédier. Des mesures variées de correction ont été discutées par huit auteurs sur onze, mais les injections de ciment ont reçu la plus grande attention (D 8, Lugeon; D 21, Morokawa et Iwaoka; D 35, Grischin; D 36, Drouhin et Martin; D 37, Ehrenberg et Tiedemann; D 57, Mead; et D 63, Pagliaro).

Les injections de ciment, d'asphalte, d'argile et de produits chimiques sont examinées. Les injections de ciment réussissent particulièrement dans les roches et sont quelquefois employées dans les sédiments déliés et très perméables, mais ne sont pas applicables aux sables fins. Dans les roches les injections de ciment sont employées à deux fins: Premièrement pour empêcher l'infiltration, et secondement pour solidifier les roches fracturées. On discute la nécessité de limiter les pressions sur certains types de roches. Les injections chimiques, généralement composées de deux liquides qui réagissent dans le sol, ont été employées avec succès pour empêcher l'infiltration à travers les sols perméables. Les injections de ciment et de produits chimiques sont discutées en détail, et des exemples d'application aux divers barrages sont donnés. Dans ces cas, l'arrangement des trous d'injection, la quantité de ciment employée et l'effet sur l'infiltration sont décrits pour les barrages de Sarrans et de Sautet en France (D 8, Lugeon), les barrages de Senzu et de Seidai au Japon (D 21, Morokawa et Iwaoka), et les barrages de Bou-Hanifia et de Ghrif en Algérie (D 36, Drouhin et Martin).

L'emploi des parafouilles sous les barrages pour empêcher l'infiltration à travers les sédiments perméables ou des roches qui fuient est discuté dans quatre des rapports (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; D 21, Morokawa et Iwaoka; et D 37 Ehrenbert et Tiedemann) et les derniers décrivent l'emploi d'une couverture étanche en amont du barrage. Les drains et les filtres pour empêcher l'infiltration sous le barrage et pour empêcher l'enlèvement de matériaux fins ont été étudiés dans trois rapports (D 35, Grischin; D 36, Douhin et Martin; et D 37, Ehrenberg et Tiedemann) dont le second cite des exemples.

La concentration de l'attention des auteurs sur les injections de ciment et la complexité des problèmes envisagés indiquent l'importance d'une étude approfondie de cette méthode au point de vue du

géologue et de l'ingénieur. Bien différente de la construction des parafoilles ou d'autres moyens techniques dont les effets sont relativement certains, l'injection comprend des facteurs incertains dont le plus important est la condition de la roche. L'emploi le plus fructueux de cette méthode de traitement impose par conséquent une connaissance géologique approfondie du caractère et de la constitution des roches de fondation.

SUJETS DE DISCUSSION PROPOSES

1. Problèmes spéciaux sur la recherche des emplacements de barrages dans les régions à dépôts glaciaires.
2. Problèmes spéciaux sur la recherche des emplacements de barrages sur les roches volcaniques.
3. L'emploi des méthodes géophysiques pour découvrir la position des fissures et déterminer la condition du bed-rock.
4. La meilleure méthode pour estimer l'infiltration sous un barrage construit sur la terre.
5. L'emploi des injections de ciment ou des injections chimiques dans le sol de fondation.

RESUMES DES RAPPORTS SUR LA QUESTION VI

(D 7)

APPLICATION DE LA PROSPECTION ÉLECTRIQUE À L'ÉTUDE DES EMPLACEMENTS DE BARRAGES

SCHLUMBERGER, *France*

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

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

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

Plusieurs exemples d'application sont présentés:

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

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

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

Exemple d'interprétation de trois sondages électriques.

3. *Barrage de Morrisburg (Canada).*

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

4. *Barrage de l'Arie. (De l'Inland Power and Light Co., Washington.)*

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

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

(D 8)

ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DES SOLS DE FONDATION

LUGEON, *Suisse*

L'auteur, qui a participé comme géologue à la construction d'un grand nombre de barrages, montre l'importance d'étude géologique préliminairement à tous travaux. Il donne une classification sommaire des qualités et défauts des roches principales rencontrées dans les terrassements. Il montre que la méthode qu'il a développée dans un ouvrage spécial pour établir le coefficient de perméabilité admissible s'est révélée excellente dans deux grands barrages français récents, ceux de la Truyère et du Sautet.

(D 15)

LA GÉOLOGIE DES EMPLACEMENTS DES BARRAGES POUR RÉSERVOIRS

BROMEHEAD, *Grande-Bretagne*

On étudie la question des emplacements en ce qui concerne: (A) les roches compactes, et (B) les matériaux charriés.

Sous (A), on traite de l'importance: (1) de la porosité, (2) des fissures, (3) des failles et autres defectuosites.

Sous (B), on traite: (1) du caractère des alluvions, et (2) de leur distribution par rapport aux roches compactes.

Sous chacune de ces divisions, les plus importants principes sont donnés ainsi que des exemples des réservoirs où l'on a rencontré des difficultés, qui ont été surmontées avec succès ou qui ont conduit à des échecs. On fait remarquer que seule une connaissance complète de la géologie locale permet de choisir l'emplacement et le mode de construction les plus économiques; même si d'autres considérations ont fait choisir l'emplacement du barrage et que les conditions géologiques en soient mauvaises, les difficultés sont surmontées plus facilement et plus économiquement si elles ont été reconnues avant le commencement des travaux plutôt qu'après.

On souligne l'importance des sondages d'exploration dans les cas où les conditions ne pourraient être déterminées autrement par un géologue compétent. Toutefois, il y a bien des cas où l'on éviterait le gaspillage de sommes considérables, si l'on mettait à profit les connaissances mises à la disposition par le Service des Études Géologiques.

(D 21)

EXEMPLES DE CONSTRUCTIONS DE BARRAGES DONNÉS COMME CONTRIBUTION À L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DES FONDATIONS

MOROKAWA ET IWAOKA, *Japon*

Deux exemples de construction de barrages sont mentionnés dans le but de contribuer à l'étude géotechnique.

L'un est relatif au barrage-poids en béton de Senzu terminé en 1935 et l'autre au barrage en terre de Seidai dont la construction sera achevée cette année.

Des emplacements parfaits au point de vue géographique et relativement bons au point de vue géologique ont été choisis pour les deux barrages; toutefois, quelques défauts se rencontrent dans les roches du lit.

Le présent rapport qui concerne ces travaux contribue à l'étude de la question dans les détails suivants:

Pour ce qui concerne le barrage de Senzu, l'existence du schiste argileux paléozoïque très fissuré dans la berge droite et dans la moitié du lit de la rivière; en ce qui concerne le barrage en terre de Seidai, l'existence d'une terrasse perméable sur le plateau de la berge droite de la rivière, sa recherche, les travaux préparatoires des fondations et la lutte contre les infiltrations.

(D 35)

ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DES SOLS DE FONDATION DES GRANDS BARRAGES

GRISCHIN, U. R. S. S.

On expose dans ce rapport les diverses conditions que doivent remplir les recherches géotechniques pour répondre aux besoins exigés par l'établissement des projets de barrages.

En se basant sur l'étude de l'action des efforts exercés par le barrage sur la fondation (pression de l'eau et des dépôts, poids de l'ouvrage, des vannes, des passerelles, etc.) ainsi que l'action exercée sur la fondation par l'eau et les alluvions du réservoir (infiltration, forces hydrodynamiques, etc.) on examine les efforts développés dans le sol de fondation et les différents phénomènes physico-chimiques qui y prennent place. Ensuite, tenant compte des méthodes modernes de calcul des fondations de barrages, on établit les caractéristiques et les constantes des sols et des roches nécessaires pour les dits calculs.

En même temps, on examine les recherches géologiques et hydrologiques à faire pour établir des projets de barrages, en tenant compte des particularités des sols de fondation (rocheux ou non, homogènes ou non), et on applique cet examen aux divers types de barrages.

Toutes les caractéristiques et les constantes géotechniques nécessaires sont groupées dans une liste séparée où elles sont classées, d'après le type de fondation, en constantes:

- 1°. Nécessaires pour sols de fondation rocheux ou non;
- 2°. Nécessaires seulement pour sols rocheux;
- 3°. Nécessaires seulement pour sols non rocheux.

En outre, dans chaque groupe, les caractéristiques sont divisées en:

- A. Absolument nécessaires dans tous les cas.
- B. Nécessaires, mais pas dans tous les cas.

En outre de cette liste, il y a lieu quelquefois de tenir compte des données ci-après: Données concernant les observations faites sur les procédés de cimentage, d'asphaltage, ou autres pour la consolidation de la fondation; données concernant les procédés d'enfoncement de pieux; données concernant le choix des filtres pour les sols non rocheux.

En outre de la liste ci-dessus, le rapport contient des indications sur le champ des travaux de recherches géotechniques et géologiques. On indique les données concernant les forages, puits, extraction de carottes, etc., la profondeur des forages le long du profil de la rivière, et dans le terrain en amont et en aval, ainsi que le long des pentes de la vallée, etc.

Comme conclusion, on donne un exemple de recherches diverses et très compliquées sur la fondation du barrage de Kamyshin sur le Volga.

ESSAIS GÉOTECHNIQUES DES TERRAINS DE FONDATION

DROUHIN ET MARTIN, *Algérie*

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

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

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

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

Les essais ont conduit:

à limiter les pressions sur le sol à 6 kgs/cm²,

à lutter contre les déplacements angulaires relatifs des contreforts, à profiter au mieux de la butée aval contre les grès.

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

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

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

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

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

à diviser ce dernier en panneaux de 1,5 à 20 m de long réunis entre eux par des joints étanches d'un type spécial, permettant le déplacement relatif,

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

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

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

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

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

Ils comprennent:

la soudure du mur parafouille au terrain encaissant,

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

des écrans au large destinés à éviter les contournements latéraux.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

(D 37)

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DES SOLS DE FONDATION

EHRENBERG ET TIEDEMANN, *Allemagne*

Lorsqu'on examine des parties de vallées pour déterminer si elles conviennent pour la construction de barrages, il faut attacher la plus grande importance à l'état du sous-sol. Ce dernier doit permettre une fondation du corps de barrage bien assurée avec le moins de moyens possible, et les pertes d'eau par infiltration du réservoir de retenue ne doivent pas dépasser les limites admissibles en pratique.

On indique dans ce rapport la direction dans laquelle il convient de diriger les recherches concernant la structure du sous-sol de la vallée.

Des études morphologiques renseignent sur l'histoire de la formation de la vallée et de ses environs.

Pour compléter les connaissances géologiques préalables d'ordre général, on a les diverses méthodes d'investigation, les fouilles de recherches, les sondages et les examens géophysiques, tels que les mesures de gravité, les mesures de l'effet radio-actif, les mesures sismiques et les mesures électriques.

Une contribution de la Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, reproduite sous II B3, renseigne sur l'application de mesures dynamiques pour l'examen du terrain.

Au point de vue de la technique de la construction, les principales qualités du sous-sol de la vallée doivent être déterminées en partie par des recherches sur place et en partie par des recherches sur échantillons du terrain effectuées dans le laboratoire.

Pour l'établissement des devis et des contrats à passer avec les entrepreneurs, etc., il est très important d'indiquer avec la plus grande précision possible les qualités de résistance des terrains à exploiter, afin d'éviter que celui qui fait construire ou l'entrepreneur ne subissent des dommages pécuniaires. Outre la *résistance à l'exploitation*, il faut considérer les difficultés provenant des conditions relatives à l'eau de fond, les effets du climat, etc.

En outre, il est important d'examiner le sous-sol au point de vue de sa *perméabilité à l'eau*. Pour la mesure des eaux souterraines, on se sert des indicateurs de niveau d'eau de fond. La perméabilité de la couche aquifère se détermine soit sur place par des abaissements d'essai de la nappe souterraine soit dans le laboratoire sur des échantillons du terrain pris si possible à l'état intact dans des fouilles de recherches ou des sondages. Il faut vérifier avec non moins de soin la perméabilité des flancs du barrage, afin d'éviter le plus possible toute circulation d'eau dans la digue. Au moyen de méthodes utilisant des substances colorantes, on peut suivre l'eau coulant dans le sous-sol, pour déterminer les relations souterraines existant entre les eaux de surface, les flux d'eau de fond, et les sources. Enfin, il faut également vérifier la composition chimique de l'eau et examiner si elle est susceptible d'attaquer le béton ou le fer.

L'examen de la *force portante* du sous-sol s'étend, pour les fondations sur roches, à la détermination de la nature des roches au point de vue de la résistance à la pression et des fissures. S'il s'agit de barrages massifs, on doit appliquer la règle d'après laquelle le module d'élasticité et de glissement de la roche doit être le plus uniforme possible et ne doit pas être beaucoup moindre que celui de la maçonnerie. Il faut tenir compte des effets de montée hydrostatique dans les systèmes de fissures ouverts. Pour les fondations sur sédiments non renforcés, il faut déterminer la compressibilité et la résistance à la poussée des terres. Il faut tout particulièrement écarter le danger de rupture fondamentale.

Dans le dernier chapitre on donne les règles qu'il faut observer pour avoir l'encastrement du corps du barrage assuré dans le sous-sol. On distingue trois cas:

- (1) Roches se trouvant à une profondeur accessible,
- (2) Roches se trouvant à une plus grande profondeur ou n'existant pas dans le sous-sol,
- (3) Sous-sol sans couches imperméables.

Ces données sont expliquées par de nombreux exemples. En outre, le rapport reproduit essentiellement les connaissances recueillies en pratique sur des barrages allemands.

(D 46)

DÉTERMINATION DE LA PROFONDEUR DU BEDROCK (ROCHE DE FONDATION)

SUNDBERG, *Suède*

En faisant les projets de stations hydrauliques dans les régions où la roche est couverte d'alluvion d'une épaisseur considérable, la profondeur de la roche de fond est déterminée le mieux par sondage par tubes combiné avec sondage à carottes.

Dans les terrains, où il n'y a aucune donnée sur la profondeur de la roche solide, il est avantageux de faire une reconnaissance géophysique avant le sondage. Les méthodes géophysiques peuvent aussi être employées avantageusement pour compléter la détermination de la profondeur du bedrock effectuée à l'aide de sondages, afin d'obtenir une image complète du relief de la roche de fond.

Pour cette détermination géophysique, les méthodes sismiques et électriques sont employées. Le principe de la détermination par la méthode sismique est brièvement traité, et il est fait ensuite une description détaillée de la méthode électrique, utilisant la grande différence de conductibilité électrique entre les formations quaternaires tendres et les roches solides.

Pour la méthode par mesure du potentiel électrique, un courant électrique est envoyé dans le sol entre deux électrodes qui consistent de tiges métalliques enfoncées en terre, et la distribution du potentiel résultant dans le sol est examinée.

Une méthode très souvent appliquée est le procédé à quatre électrodes ou la méthode de résistance spécifique apparente, dont le principe est décrit.

Une autre modification est le procédé du rapport de la chute du potentiel, pour lequel le rapport des différences de tension entre trois électrodes mobiles est déterminé par un pont à résistance de construction spéciale.

Des exemples d'investigations faites par l'Aktiebolaget Elektrisk Malmletning (entreprise de prospection électrique), Stockholm, en utilisant ces méthodes, sont cités: Travaux exécutés dans le nord de la Suède pour le compte du Service Géologique de Suède, investigations pour des usines hydrauliques diverses et pour un champs de minerai de fer en Suède, examens du sous-sol pour la construction de deux barrages ainsi que de trois ponts faits au Japon pour le compte des chemins de fer de l'État Japonais, enfin résultats de déterminations électriques de gisements de plomb et zinc de Buchans à Terre-Neuve.

L'exactitude de la détermination de la profondeur de la roche de fond est de 5 à 10%. Dans des conditions normales on peut faire une moyenne de cinq déterminations par jour.

(D 54)

MÉTHODE DE PRÉLÈVEMENT D'ÉCHANTILLONS DE TERRE DONT L'ÉTAT NATUREL A ÉTÉ DÉRANGÉ LE MOINS POSSIBLE

OLSSON, *Suède*

Le rapport expose une méthode dont le but est de prélever des échantillons de terre dont l'état naturel a été dérangé le moins possible.

Les chemins de fer de l'État suédois emploient depuis plusieurs années (automne 1923) dans ces prélèvements un foret de terre, appelé foret à piston, décrit plus en détail dans "Teknisk Tidskrift" du 28 février 1925. Le foret est composé essentiellement d'un cylindre par lequel l'échantillon est prélevé et d'un piston plus court qui travaille dans ce cylindre. Ce piston a deux fonctions; l'une est de fermer le bout inférieur du cylindre pendant la descente afin d'empêcher l'entrée de matières étrangères, l'autre est de sceller, pendant la montée, le bout supérieur afin d'empêcher l'échantillon de tomber par aspiration.

Le foret à piston a été de plus en plus employé depuis des années. Des milliers d'échantillons de terre ont été pris et ce n'est que dans des cas exceptionnels que ces échantillons obtenus n'ont pas été satisfaisants.

(D 57)

GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR POUR EMPLACEMENTS DES BARRAGES

MEAD, *États-Unis*

On insiste au début sur la relation fondamentale entre les rapports géologiques et les possibilités d'exécution des projets et des travaux de construction et sur les responsabilités mutuelles et la nécessité de coopérer de l'ingénieur et du géologue.

Dans la première partie du rapport on discute les méthodes d'exploration, c'est-à-dire, le relevé du plan de la surface, les fouilles d'exploration, les méthodes de sondage à carottes, échantillons et leur tabulation, les possibilités et la limite de l'utilité des sondages à battage et à injection d'eau, l'emploi des sondages à grand diamètre permettant l'inspection directe des trous de sonde. On discute aussi l'exploration des emplacements des barrages par les méthodes géophysiques électriques et sismiques. On indique l'emploi de différents types de modèles comme une aide importante à l'interprétation des données relevées pendant l'exploration.

La seconde partie analyse les caractéristiques géologiques des différents types de roche aux emplacements des barrages pour ce qui se rapporte aux problèmes particuliers de la force de soutien et des propriétés élastiques, de la résistance au glissement des infiltrations sous et autour du barrage et de la préparation de la fondation. On prête une attention particulière aux problèmes d'étude des fondations sur calcaire et à la nécessité d'une investigation préalable des fondations sur schistes, en particulier dans la préparation des fondations en maçonnerie sur schistes. Les formations et les propriétés physiques des schistes argileux sont discutées en détail pour servir de base aux problèmes d'exploration et de construction.

La troisième partie passe rapidement en revue l'importance des facteurs géologiques pour les fondations des barrages en terre et en particulier pour ceux qui sont établis sur des dépôts d'alluvions.

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DES SOLS DE FONDATION DES BARRAGES

PAGLIARO, *Italie*

L'Italie a été l'un des premiers pays du monde qui se soient préoccupés des fondations des barrages. La première réglementation remonte, en Italie, à 1886.

Certes, cette réglementation nous semble maintenant restreinte, étant donné qu'à cette époque on exigeait que le rocher fût solide, résistant et imperméable; mais il est difficile de trouver à l'état naturel des rochers qui répondent sans aucun correctif à ces trois caractéristiques.

En Italie, les règlements en vigueur tiennent compte soit des exigences techniques, soit de la réalité géologique et fournissent des indications précises sur les recherches géologiques.

Ces recherches peuvent être groupées en trois catégories: de surface, de sous-sol et d'ensemble.

Les recherches de surface font partie de l'étude du projet préliminaire de l'ouvrage et précèdent celles du sous-sol nécessaire pour déterminer les caractéristiques des terrains propres à la construction du barrage, quant à l'imperméabilité et à la résistance.

En ce qui concerne l'imperméabilité, les divers rochers ont été groupés en quatre classes: imperméables (p. ex. les granits); semiimperméables (p. ex. les grès argileux); perméables (p. ex. les dépôts de moraine); très perméables (p. ex. les calcaires fissurés).

Quant à la résistance, la classification est faite conformément à la charge de rupture (R) et à la compression du rocher considéré comme un échantillon lithologique.

Par exemple: R supérieur à 750 kg par cm^2 . (granits); R compris entre 400 et 750 kg (calcaires moins compacts); R compris entre 200 et 400 kg (grès); R inférieur à 200 kg (tufs argiles).

Une autre classification intéressante concerne la "durabilité" du rocher, c'est-à-dire la résistance en fonction du temps.

Les recherches du sous-sol comprennent:

- 1°. L'examen géologique.
- 2°. Les sondages à carotte avec l'extraction des échantillons.
- 3°. L'exécution des puits d'exploration.
- 4°. L'exécution des galeries.
- 5°. Les recherches à l'aide des méthodes géophysiques (électriques, magnétiques, sismiques, etc.).

Enfin les recherches sur l'ensemble sont groupées selon la qualité de l'ensemble du rocher, non considéré seulement comme un échantillon lithologique.

Presque toujours ces recherches entraînent l'adoption de mesures de consolidation, comme les injections d'argile ou d'asphalte, les revêtements, les parafoilles, l'application de la gunite.

Pour chaque catégorie, on se réfère aux applications faites en Italie et, en particulier, aux injections de ciment qui ont, depuis 20 ans, résolu le plus important problème des constructions, c'est-à-dire, celui des fondations.

SECOND CONGRESS**ON LARGE DAMS**

WASHINGTON, D. C., 1936

CALCULS DE STABILITE DES BARRAGES EN TERRE

Rapporteur Général: WILLIAM P. CREAGER

*Hydraulic Engineer***CONSIDERATIONS GENERALES**

Le sujet de cette session du Congrès est "Calculs de Stabilité des Barrages en Terre." Sur les 15 rapports soumis à cet égard, 9 traitent exclusivement de la stabilité des talus du barrage et ce sujet est également discuté dans un rapport différent. Les autres traitent du projet en général, des fondations, du cylindrage des barrages en terre, des études sismiques et des descriptions.

En considérant d'abord la question de la stabilité des talus, qui est le sujet le plus courant, on a trouvé que les rapports de MM. Jonson (Suède) et May et Brahtz (États-Unis) arrivent à une solution par un traitement original mathématique des efforts. Ces rapports sont trop techniques pour permettre un résumé détaillé dans ce bref exposé. Les auteurs ne prétendent pas avoir atteint des solutions exactes, mais ils avancent de nouvelles idées qui sans doute constitueront un appoint sensible au progrès pratique du sujet.

Les huit autres rapports traitant de la stabilité des talus se conforment à la méthode bien connue du "plan de glissement le plus dangereux." M. Frontard (France) emploie un plan cycloïdal, mais les sept autres ont adopté la surface cylindrique, avec, dans certains cas, une brève mention de la possibilité d'emploi de spirale, cycloïdale, logarithmique ou d'autres types de plans qu'ils considèrent pour la plupart peu pratiques et d'une précision superflue. MM. Fellenius (Suède) et Knappen (États-Unis) ont présenté des méthodes pour la détermination directe de la localisation du cercle le plus dangereux sans la répétition ordinaire des calculs provisoires. Ces deux méthodes cependant ne tiennent pas compte de l'effet des forces d'infiltration.

Les forces externes agissant sur un segment du barrage, limité par le plan du talus du barrage et la surface de glissement supposé,

peuvent être considérées comme comprenant le poids des matériaux secs et les forces de l'eau. Les forces de l'eau consistent en sa pesanteur, sa pression hydrostatique et sa force de frottement d'infiltration.

Il est intéressant de noter les différentes méthodes d'après lesquelles ces forces sont combinées par d'éminentes autorités sur ce sujet pour arriver à des résultats identiques. Trois types distincts de diagrammes sont employés pour y parvenir. M. Ivanov (U. R. S. S.) emploie la méthode bien connue du réseau d'infiltration consistant en lignes de l'équipotentiel et en lignes d'infiltration. MM. May et Brahtz (États-Unis), et MM. Takata et Kambara (Japon) emploient les lignes d'égale pression de pores. M. Chugaev (U. R. S. S.) emploie une classe spéciale de diagramme formé de lignes de pressions égales résultant de toutes les forces au-dessous de la ligne phréatique.

Tous les rapports, sauf un, prennent en considération dans l'analyse du problème la force de frottement de l'eau.

Rapport D 58 par MM. May et Brahtz (États-Unis); Rapport D 50 par M. Jonson (Suède).

La méthode employant le plan de glissement le plus dangereux est simple; c'est plutôt une solution mécanique, liée très étroitement au type ordinaire de rupture par glissement du remblai, mais pour atteindre cette simplification il faut abandonner, dans une certaine mesure, les conditions apparemment importantes d'équilibre horizontal et vertical. Les solutions dites rationnelles tiennent compte de l'équilibre à chaque point dans le barrage de telle manière que la stabilité de celui-ci peut être déterminée par l'examen de la stabilité de ces points séparés. Cependant, en raison du manque de lois définies sur les relations des efforts et des contraintes, et d'autres aspects indéterminés, il semble qu'il soit inutile de chercher une solution précise de ce problème. Par conséquent, les méthodes mathématiques des auteurs précités sont basées sur certaines considérations pratiques choisies dans les limites de la sécurité.

Il est essentiel de ne pas perdre de vue une considération importante lorsqu'on établit des comparaisons entre les solutions mathématiques de ce problème et la méthode du cercle le plus dangereux. Les facteurs de sécurité obtenus dans les solutions mathématiques proposées sont des fonctions de points; alors que, dans la méthode du cercle le plus dangereux, les facteurs sont des valeurs moyennes obtenues sur un arc de cercle, résultant en facteurs de sécurité encore plus grands. En d'autres termes, un facteur de sécurité de 1,00, résultant de la solution mathématique, indique que, en un point et un point seulement, le matériau a été soumis à un effort égal à sa résistance au cisaillement, tandis que, dans la méthode de cercle, les secteurs qui sont soumis à un sureffort sont considérés comme supportés par d'autres secteurs ayant une résistance supplémentaire. Le premier possède un facteur de sécurité de réserve qui est analogue à celui que décrit M. Gilboy (États-Unis) dans son analyse du facteur de sécurité dans les fondations élastiques décrites ci-dessous.

Les deux rapports constituent un progrès dans la connaissance du sujet, et des comparaisons directes entre eux, avec la méthode du cercle le plus dangereux, et avec des ruptures réelles, seront attendus avec beaucoup d'intérêt. Le rapport de MM. May et Brahtz comprend une formule empirique de l'inclinaison du plan du talus à employer comme guide préliminaire pour un dessin.

Rapport D 40 par M. Ivanov (U. R. S. S.).

M. Ivanov a employé exclusivement la surface cylindrique de cisaillement pour déterminer la stabilité des talus des barrages. Un moyen de traitement courant du problème par cette méthode consiste à diviser la partie du barrage au-dessus de la surface de glissement en un certain nombre de parties, chacune agissant avec sa force individuelle externe sur la surface de cisaillement supposée. Les composantes tangentielles et normales de chacune de ces forces extérieures agissant sur la surface de cisaillement supposée sont calculées, et la résistance offerte au cisaillement par le frottement et la cohésion est déterminée. Finalement, la somme de toutes les forces de frottement et de cohésion tendant à empêcher un glissement est divisée par la somme algébrique des composantes tangentielles de toutes les forces extérieures tendant à produire un glissement, pour obtenir le facteur de sécurité.

M. Ivanov a montré que, avec une erreur ne s'élevant ordinairement que de deux à cinq pour cent, il n'est pas nécessaire de s'occuper des forces individuelles mais seulement de la résultante de toutes ces forces. Par conséquent, les seules forces externes considérées pour le facteur de stabilité dans son expression finale (équation 1 de la section 4) sont les composantes horizontales et verticales de cette résultante de toutes les forces. Il a montré que cette méthode est adaptable à la considération non seulement des forces verticales agissant sur la surface de cisaillement, mais aussi à celle de toutes les forces inclinées, telles que la pression hydrodynamique de l'eau. Par ces moyens il est arrivé à une méthode qui simplifie grandement la détermination du facteur de sécurité pour n'importe quelle surface de glissement. En outre, il a simplifié la détermination de la pression hydrodynamique de l'eau d'infiltration. En conclusion, il présente une application de la théorie de la surface cylindrique de glissement à l'étude de la stabilité des fondations.

Rapport D 20 par MM. Takata et Kambara (Japon).

Ce rapport étudie l'effet de l'eau s'infiltrant à travers un barrage sur la stabilité de celui-ci. Il a été trouvé que la résultante de la pression hydrostatique de l'eau et de la force d'infiltration sur n'importe quel petit élément du barrage, agit dans une direction perpendiculaire aux lignes d'égale pression de pores. La direction des lignes d'égale pression peut être déterminée facilement soit d'après les études de modèles, soit par la construction d'un réseau d'infiltration. L'attention est attirée sur l'effet de la capillarité sur la disposition des lignes d'égale pression de pores.

Rapport D 39 par M. Chugaev (U. R. S. S.).

Dans ce rapport l'auteur a analysé la stabilité des talus de barrages par une méthode différente de celle qui est ordinairement employée aux États-Unis, mais apparemment il obtient des résultats semblables. La différence consiste en une méthode unique pour combiner les forces ordinaires de la pesanteur, de la pression hydrostatique et du frottement de l'infiltration. En se rapportant à son texte, spécialement à la figure 10, ses lignes de "même charge" sont connues aux États-Unis comme "lignes de potentiel égal"; ses "lignes équipotentielles existantes dans le champ des forces résultantes" sont une catégorie

spéciale de lignes dont chacune représente des unités d'égaies pressions des résultantes dues à la pesanteur, à la pression hydrostatique et au frottement de l'infiltration. L'auteur, dans quelques-uns des problèmes étudiés, conclut que, s'il n'est pas tenu compte des forces d'infiltration, le facteur de sécurité calculé sera de 50 pour cent supérieur à ce qu'il serait si ces forces y étaient comprises. Il se reporte au fait que les pressions capillaires, étant de nature négative, aident à la stabilité des talus de barrage, et il a montré comment on doit inclure ces pressions. Cependant, il montre également que lorsque la valeur maximum de capillarité est suffisant pour que le barrage soit saturé tout entier au-dessus de la ligne phréatique, une pluie abondante détruirait les ménisques à la surface, priverait l'eau de capillarité de ses forces capillaires, et occasionnerait la formation de forces actives et positives d'infiltration lesquelles sont à ajouter à celles dont il est couramment tenu compte dans les projets. En fait, ceci produirait une condition identique à celle que créerait une vidange rapide consécutive à la submersion complète du barrage.

Rapport D 47 par M. Mayer (France).

Un certain nombre de glissements s'étant produits en France dans les barrages en terre, par suite de la vidange rapide du réservoir, des enquêtes furent effectuées et font l'objet de ce rapport. Les études envisageaient l'emploi de la surface circulaire de glissement. Les résultats des calculs par cette méthode furent comparés aux conditions que présentaient quatre barrages ayant eu des accidents dus à cette cause, et la théorie avancée s'est ainsi trouvée vérifiée d'une façon satisfaisante.

Rapport D 48 par M. Fellenius (Suède).

Ce rapport donne un certain nombre de diagrammes et d'équations pour faciliter la détermination du cercle le plus dangereux de glissement applicable à des cas spéciaux. Ces diagrammes et équations ne sont pas applicables aux conditions qui comprennent la force d'infiltration de l'eau. D'autres formes de surface de glissement ont été employées, mais l'auteur considère que, pour les terres hétérogènes, qui se présentent fréquemment, de telles méthodes sont d'une application très restreinte. Cependant, il en recommande l'emploi comme base de comparaison. Il préconise un facteur de sécurité, ou un rapport de la résistance totale au cisaillement indiqué par essais à la force totale de cisaillement nécessaire, compris dans les limites de 1,2 à 1,5, selon le degré d'exactitude supposée des essais. Il donne deux exemples de détermination des talus de sécurité, un pour un barrage sans infiltration d'eau, et un autre avec infiltration. Ce dernier demande une résistance au cisaillement supérieure de 50 pour cent.

Rapport D 56 par M. Knappen (États-Unis).

Ce rapport contient une description complète de la plupart des considérations qui doivent être observées pour les projets de barrages en terre. Le texte embrasse une telle multitude de données et d'opinions sur les différents facteurs qu'il est impossible d'en faire un commentaire adéquat dans ce bref rapport. L'auteur décrit un commencement d'affaissement, de type peu commun, d'une fondation de barrage, qu'il attribue à des forces dues à la compression excessive par cylindrage du remblai. Il est possible qu'on puisse trouver une

explication de cet affaissement dans l'exposé que présente le rapport de M. Gilboy, et selon lequel, dans les calculs des projets de fondation, les "théories supposent la charge verticale, alors que, à la base du remblai, les efforts ont des composantes horizontales résultant en une distribution moins favorable de la résistance au cisaillement. Ceci est particulièrement vrai dans les barrages en couches de terre cylindrées. . . . lorsque le cylindrage est trop fort. . . ." L'examen de l'étude des talus par M. Knappen n'inclut pas l'effet des forces de l'infiltration et à cet égard son rapport diffère des autres.

Rapport D 30 par M. Frontard (France).

Ce rapport discute la stabilité des talus. Il commence par une étude de l'équilibre du remblai proprement dit à l'exclusion de l'effet des forces de l'eau de retenue, puis il étudie l'action de ces forces supplémentaires sur la stabilité de l'ouvrage. Ce rapport se distingue des autres en ce qu'il emploie une courbe cycloïdale comme surface de glissement le plus dangereux. Il attire l'attention sur la nature progressive d'un affaissement par glissement.

Rapport D 38 par M. Ehrenberg (Allemagne).

Dans la discussion de la stabilité des talus que contient ce rapport, les surfaces circulaires sont généralement employées pour représenter les surfaces de glissement, quoique l'emploi de spirales logarithmiques soit étudié. Des illustrations donnent les profils de plusieurs barrages allemands récents.

Rapport D 59 par M. Gilboy (États-Unis).

On peut aborder d'une manière rationnelle l'étude de la stabilité d'une fondation donnée, comme le suggère M. Gilboy, en analysant les forces et les résistances correspondantes de cette fondation. Cependant une telle analyse doit être interprétée avec précaution.

Dans ce rapport, 3 classes de matériaux sont prises en considération: Classe A, sable; Classe B, limon; Classe C, argile. En outre deux classes de fondations homogènes sont étudiées: Cas 1, fondation profonde; Cas 2, fondation peu profonde.

Classe A: Les fondations en sable ne présenteront généralement aucune difficulté en ce qui concerne la stabilité inhérente. Elles ne sont pas discutées en détail. Classe C: Le suintement des fondations en argile est négligeable pendant la période de construction et par conséquent la résistance de ces matériaux doit être déterminé par la résistance au cisaillement sans consolidation. Classe B: Les fondations en limon suintent quelque peu pendant la période de construction et par conséquent la résistance au cisaillement doit correspondre à une consolidation partielle telle qu'elle est déterminée d'après le taux de la construction.

Avec les différences mentionnées ci-dessus, les sols en limon et en argile sont traités d'une façon analogue dans ce rapport. Les équations résultantes de M. Gilboy indiquant la résistance des fondations de barrages sont extrêmement simples. Pour un facteur de sécurité de 1,00, la charge approximative permise, p , d'un barrage triangulaire sur une fondation profonde peut être obtenue au moyen d'une transposition de l'équation de M. Gilboy:

$$S=0,256 p$$

où S est l'unité maximum de cisaillement dans la fondation, et p ,

l'unité maximum de pression. Il faut ajouter à cette charge approximative permise une quantité correspondante à l'effet *A*, c'est-à-dire la contrainte imposée au mouvement par les matériaux qui entourent le point unique d'effort maximum (mais qui ne sont pas soumis à cet effort). On doit soustraire de cette charge une quantité correspondante à l'effet *B*, c'est-à-dire la distribution défavorable du cisaillement dû aux composantes horizontales négligées de la charge.

Pour les fondations peu profondes son équation correspondante est:

$$S = Rp$$

où *R* est le rapport de la profondeur de la fondation avec la largeur de la base du barrage. *R* a pour limite maximum 0,256. Puisque la dérivation d'équation n'en tient pas compte, il faut ajouter à la charge approximative permise une quantité correspondante à l'effet *C*, c'est-à-dire la contrainte au mouvement imposée par les matériaux qui sont au delà des limites de la base du barrage, et qui ne sont pas soumis à l'effort maximum. En outre, on doit soustraire une quantité correspondante à l'effet *B* précédemment décrit.

Malheureusement aucun de ces effets *A*, *B* ou *C* n'est déterminable. En beaucoup de cas les effets positifs *A* ou *C* seront approximativement égaux à l'effet négatif *B*, auquel cas les équations pourront alors être employées si un facteur raisonnable de sécurité est appliqué. Cependant pour les barrages en couches de terre cylindrées et bien compactées, l'effet *B* prédominera et un plus ample facteur de sécurité sera nécessaire. Aucune recommandation spécifique pour les facteurs de sécurité n'a été donnée, ce qui n'est d'ailleurs pas possible, puisque, comme dit l'auteur, "les méthodes actuellement existantes sont seulement approximatives et leur emploi doit être subordonné à un jugement intelligent."

On a vérifié par les méthodes photo-élastiques l'équation élastique proposée pour les fondations profondes. Cependant, ceci ne doit pas être considéré comme une conclusion finale, parce que les propriétés du matériau théorique idéal sont probablement reproduites plus étroitement dans l'essai que par le sol. L'auteur considère la vérification comme constituant "au moins une indication utile."

Rapport D 22 par MM. Mononobe, Takata et Matumura (Japon).

Ce rapport présente les résultats d'une analyse théorique de la stabilité sismique des barrages en terre et une comparaison de cette analyse avec les résultats des expériences sur des modèles. Les expériences confirmaient l'analyse, sauf pour les petits modèles. Il montre aussi les résultats des recherches sismiques sur quatre barrages existants pour obtenir le module de rigidité. Ces essais indiquent les propriétés élastiques du barrage par la mesure des vitesses de propagation des ondes produites artificiellement.

Rapport D 64 par M. Pagliaro (Italie).

Ce rapport traite d'une discussion très générale des facteurs affectant la stabilité des barrages en terre. M. Pagliaro attire premièrement l'attention sur le fait que pour les matériaux cohésifs l'inclinaison de sécurité du talus diminue avec l'accroissement de la hauteur du barrage. Il recommande une diminution graduelle de l'inclinaison du sommet à la base. Il donne une liste de 92 barrages, montrant pour chacun la hauteur et l'inclinaison du talus amont. Il présente des

données sur la largeur aux crêtes des barrages existants, la largeur de la section à la surface de retenue, la revanche, et aussi les rapports moyens observés de la superficie de la section au carré de la profondeur de l'eau, pour les diverses hauteurs des barrages. Il donne également une liste de 21 essais de laboratoire qui peuvent être faits sur les matériaux pour les barrages en terre, et dont quelques-uns sont estimés avoir une valeur spéculative. Il examine brièvement huit de ces essais, considérés comme de la plus grande importance. Le rapport se termine par une étude de l'adaptabilité des matériaux pour les barrages.

Rapport D 41 par M. Mystlivec (Tchécoslovaquie).

Ce rapport donne une liste de sept essais effectués au laboratoire de Prague pour déterminer les propriétés des sols qui doivent être employés dans les barrages.

L'auteur a l'habitude de donner aux matériaux du barrage à n'importe quelle hauteur une compacité telle que l'addition subséquente de matériaux pendant la construction n'entraînera pas de tassement. Dans ce but, des essais de consolidation des matériaux saturés et confinés sont faits pour déterminer le volume de vides correspondants aux pressions différentes.

Pour éviter le tassement, le sol doit être comprimé dans le barrage, en tout endroit, "au volume naturel de vides" correspondant à la pression qui existerait à cet endroit après l'achèvement du barrage, ou à un volume de vides encore plus faible.

Afin de réduire les frais de construction, chaque couche du barrage est cylindrée partout à un volume naturel de vides correspondant à la pression maximum qui peut se trouver sur cette couche, de manière que les extrémités de la couche soient surcylindrées. La terre du barrage doit être non seulement cylindrée au volume naturel de vides comme il est décrit ci-dessus, mais on doit prendre soin que la terre ainsi cylindrée soit d'une étanchéité suffisante.

Rapport D 16 par MM. Brodowski et Jeuch (Suisse).

Ce rapport décrit en détail 18 grands barrages en terre construits par des ingénieurs suisses. Ces barrages ont donné pleine satisfaction jusqu'à présent. Cependant, les auteurs font remarquer qu'en certains cas une plus grande attention devrait être apportée à l'étanchéité des fondations.

SUJETS DE DISCUSSION PROPOSES

1. Que considère-t-on comme facteur de sécurité nécessaire à la stabilité des talus des barrages:

- (a) Par la méthode de la surface la plus dangereuse de glissement
- (b) Par l'analyse mathématique

en prenant en considération le fait que la première méthode se rapporte à l'effort moyen et la seconde aux efforts des points tels qu'ils sont mentionnés ci-dessus?

2. M. Gilboy a déclaré que le facteur de sécurité qui doit être appliqué aux problèmes de la fondation est surtout une question de jugement. Est-il possible de s'accorder aux éléments affectant le choix d'un facteur de sécurité, ou au moins de standardiser sur un minimum?

3. Une attention particulière a été prêtée à la détermination des efforts de cisaillement dans les fondations, soit à l'état élastique, soit à l'état plastique. Doit-on déterminer le facteur de sécurité des deux conditions par la résistance du matériau indiqué par des essais des matériaux sur place, ou par des essais des matériaux travaillés ou par une autre combinaison quelconque?

4. Dans le cas des fondations peu profondes, est-il désirable de calculer le facteur de sécurité également par rapport aux efforts dans l'état élastique, comme le propose M. Jurgenson?

5. Quelle a été la cause de l'affaissement de la fondation décrite par M. Knappen (D 56)? L'affaissement fut-il le résultat d'un changement dans les efforts de la fondation dus à la rigidité croissante du barrage, ou bien de l'action directe de la poussée horizontale des cylindres auxquels l'auteur l'attribue?

6. M. Chugaev a montré que lorsque la "valeur maximum de capillarité" est suffisante pour que le barrage soit saturé tout entier au-dessus de la ligne phréatique, une pluie abondante détruirait les ménisques à la surface, priverait l'eau de capillarité de ses forces capillaires et occasionnerait la formation des forces actives d'infiltration, lesquelles sont à ajouter à celles dont il est couramment tenu compte dans les projets. Ceci produirait le même effet que si le barrage était entièrement submergé et que soudain les plans d'eau d'amont et d'aval étaient rétablis. Dans les cas où la force capillaire ne produit pas de saturation complète, la pluie aura-t-elle un effet similaire jusqu'au niveau de saturation réel?

7. A l'égard de l'examen par l'auteur du rapport de M. Myslivec, serait-il pratique de réduire la mesure de compacité vers les bords de chaque couche, au lieu de comprimer uniformément chaque couche, de façon à obtenir à tous les points du barrage une densité correspondant plus étroitement à la charge réelle?

8. Également d'après le rapport de M. Myslivec, sous quelles conditions l'étanchéité doit-elle servir de critérium pour déterminer la mesure de compacité nécessaire dans les barrages?

RESUMES DES RAPPORTS SUR LA QUESTION VII

(D 16)

CALCUL DE LA STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

BRODOWSKI ET JEUCH, *Suisse*

Le présent rapport fait l'objet de la description de 18 barrages en terre exécutés en Suisse ou à l'étranger avec le concours d'ingénieurs suisses. Il concerne leurs dimensions, les matériaux employés, l'exécution des travaux et les expériences faites depuis leurs mises sous pression. Les barrages décrits sont divisés en trois catégories principales: digues pour protection des rives, digues en amont d'un barrage le long du palier et digues le long des canaux d'usines à fil d'eau et enfin barrages pour la création de bassins d'accumulation d'usines à haute pression. Pour les deux premières catégories l'imperméabilité absolue ne joue pas un rôle aussi important que pour la troisième pour laquelle des pertes d'eau pourraient causer des dommages considérables à l'usine et une rupture du barrage entraînerait une perte matérielle considérable au propriétaire de l'usine en question en plus d'une possibilité de désastre. L'expérience démontre que jusqu'à présent tous les barrages en terre ont suffi à leur besoin. Ce sont des constructions sûres

et l'exécution de nouvelles constructions de barrage en terre ne donne pas lieu à des changements fondamentaux de méthode. Toutefois il est à remarquer que dans le cas d'un sous-sol perméable on aurait parfois dû apporter plus de soins à l'imperméabilisation de ce sous-sol.

(D 20)

PROBLÈMES, RELATIFS AUX CALCULS DE STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE, CONCERNANT LE MOUVEMENT ET L'ACTION DES EAUX D'INFILTRATION

TAKATA ET KAMBARA, *Japon*

En procédant aux calculs de stabilité d'un barrage en terre en ce qui concerne les eaux d'infiltration, on doit se rendre compte clairement des caractéristiques de cette infiltration, c'est-à-dire de la répartition des pressions des eaux d'infiltration en même temps que des conditions de leur écoulement, en prêtant une attention toute spéciale aux phénomènes d'infiltration près du talon aval.

1^{ère} partie. Mouvement des eaux d'infiltration à travers le barrage en terre et répartition des pressions hydrostatiques dans celui-ci.

Les résultats des expériences sur le mouvement des eaux dans le corps d'un barrage en terre, exécutées sur un barrage modèle en sable de 0.8 m de hauteur, dont les parements d'amont et d'aval ont des pentes de 1/3, nous indiquent que les conditions d'écoulement observées diffèrent quelque peu de celles présumées par la conception conventionnelle qui est de baser les calculs sur la détermination de la ligne de saturation. Suivant la conception conventionnelle, on présumait que tout mouvement des eaux d'infiltration avait lieu seulement au dessous de la ligne de saturation, tandis que les résultats des expériences faites sur le modèle prouvent que certains écoulements traversent la ligne de saturation, non pas comme un phénomène local exceptionnel, mais comme un phénomène accessoire à toutes les lignes d'écoulement en dessous d'elle.

De telles conditions d'écoulement peuvent être expliquées par le raisonnement que des eaux montées par capillarité s'écoulent, et il faut prendre en considération ce phénomène pour déterminer les caractéristiques de l'infiltration.

2^{ème} partie. Action sur le corps du barrage des pressions dues à l'eau d'infiltration qu'il contient.

Au Premier Congrès, l'auteur discuta brièvement l'action sur le corps du barrage des pressions dues à l'eau d'infiltration qu'il contient, comme supplément au rapport sur la question IIb. Se référant à la question VII "Calculs de Stabilité des Barrages en Terre", qui doit être étudiée au Deuxième Congrès, l'auteur considère l'application de la théorie ci-dessus comme bien appropriée, et il a essayé d'en poursuivre la discussion assez en détail.

L'opération consiste d'abord à mesurer la pression de l'eau d'infiltration dans le corps du barrage en terre ou de son modèle, au moyen de tubes piézométriques, et ensuite à étudier l'action de la pression hydrostatique sur le corps du barrage pour les surfaces d'égale pression hydrostatique déterminées par ce procédé.

Considérons dans un barrage en terre un certain volume de terre imprégnée d'eau d'infiltration. En plus de son poids propre qui constitue une force verticale, il y a une pression hydrostatique qui exerce une force suivant une certaine direction, de sorte que le poids effectif, la résultante du poids et de la pression, peut avoir différentes valeurs et différentes directions. Que se passe-t-il pour l'eau imprégnant ce volume et considérée comme corps immergé dans l'eau ambiante? Comme pour la masse de terre, son poids absolu est une force verticale, mais la

force résultante n'est pas forcément zéro (comme elle le serait si l'eau d'infiltration était à l'état statique), mais elle peut avoir différentes valeurs et différentes directions. En outre l'eau d'infiltration, du fait qu'elle s'écoule lentement, transmet la pression à laquelle elle est soumise aussi bien que sa poussée dans une autre direction. Cette réaction est la même aussi bien pour la terre de remblai que pour l'eau dont elle est imprégnée, en sorte qu'on peut les considérer comme un seul et même corps en traitant les problèmes de pressions hydrostatiques dans le corps d'un barrage en terre.

Les résultats de cette étude nous font savoir que l'action de la pression des eaux d'infiltration dans le corps du barrage est gouvernée par les lois suivantes:

(1) Que les surfaces d'égaux pressions hydrostatiques soient horizontales ou inclinées, qu'elles soient parallèles ou non, quelque soit la forme de surface courbe qu'elles constituent, la partie du corps du barrage limitée par ces surfaces est soumise à une poussée perpendiculaire à la surface bissectrice de ces deux surfaces d'égaux pressions, et dont l'intensité est la différence de leurs pressions et dont la direction va de la zone à haute pression vers celle à pression moindre. On donne dans le rapport une certaine définition pour la surface bissectrice mentionnée ci-dessus.

(2) Si l'on considère des surfaces d'égaux pressions hydrostatiques séparées par un espace infiniment petit par rapport à leurs rayons de courbure, la pression hydrostatique sur la zone ainsi limitée peut être considérée comme s'exerçant dans la direction des pressions décroissantes et perpendiculairement aux surfaces d'égaux pressions hydrostatiques.

Les barrages en terre, en règle générale, se composent de matériaux pulvérulents ou sans cohésion et si une certaine partie est rendue instable par une cause quelconque, spécialement par la pression de l'eau, il y a danger de rupture. C'est pourquoi il est de toute importance d'établir la stabilité de chacune des parties du corps du barrage, qui sont soumises à la poussée due à la différence de pression de l'eau d'infiltration en amont et en aval de cette partie. Plus cette différence sera grande, autrement dit plus les surfaces d'égaux pressions seront rapprochées dans une zone, plus la poussée sera grande. Il est donc très important de construire un barrage en terre de façon à ce que les surfaces d'égaux pressions soient rassemblées du côté amont ou autour du noyau d'argile corroyée, et à ce que ces surfaces soient peu rassemblées du côté aval, spécialement auprès de la face inclinée, ou mieux de façon que ces surfaces ne s'étendent pas jusqu'au parement.

(D 22)

STABILITÉ SISMIQUE DES BARRAGES EN TERRE

MONONOBE, TAKATA ET MATUMURA, *Japon*

En vue d'étudier la stabilité sismique des barrages en terre, on a calculé théoriquement la période de libre vibration et la grandeur de la force sismique agissant sur les différents points en fonction de la vibration sismique, en supposant que le barrage en terre soit sensible aux vibrations suivant la ligne de cisaillement.

La recherche expérimentale sur un modèle en agar-agar a justifié le résultat de l'étude théorique, tandis que les expériences exécutées sur un modèle en argile sablonneuse n'ont pas donné de résultats satisfaisants, en raison de ce que le modèle était de trop petite dimension.

Étant donné que la stabilité sismique des barrages en terre dépend dans une large mesure du module de rigidité des remblais, les modules de rigidité ont été déterminés par la prospection sismique faite sur quatre barrages en terre existants.

Les résultats peuvent être résumés comme suit:

(1) Le barrage en terre dont les matériaux ont un module de rigidité faible, risque d'entrer en résonance avec le mouvement sismique, en cas de tremblement de terre. Pour assurer sa stabilité sismique, il est par suite recommandé d'augmenter le module de rigidité des matériaux.

Lors de l'établissement des plans des barrages en maçonnerie au Japon, il a été admis, précédemment, que la force sismique affecte au même degré le sommet et la base; cette supposition a été démontrée exacte par les calculs théoriques.

(2) Les résultats de la prospection sismique montrent que le module de rigidité des remblais de quatre barrages est un peu inférieur à 300 kg/cm^2 . De là, il résulte que ces barrages dont la hauteur est d'environ 30 m risquent de résonner avec la mouvement sismique lorsque celui-ci a une période de quelque 0,6 sec.

(3) Lorsque le barrage en terre est construit avec des matériaux ayant un module de rigidité faible, le sommet ressent la force sismique deux ou trois fois plus fortement que la base.

(4) Lorsque le noyau a un module de rigidité considérablement plus élevé que celui du sol environnant, comme c'est le cas lorsqu'il est construit en béton armé, il y a danger qu'il soit plus fortement affecté par la force sismique que les remblais en terre.

(D 30)

CALCULS DE STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

FRONTARD, *France*

Nous avons, dans ce qui précède, décomposé l'étude de la stabilité des barrages en terre en deux chapitres:

1° étude de la stabilité propre du massif, considéré indépendamment de sa retenue hydraulique comme s'il s'agissait d'un remblai ordinaire.

2° étude des modifications apportées à cet équilibre par les actions spéciales provenant des eaux retenues.

Au cours du premier chapitre, nous avons montré que la rupture d'un massif ne saurait, dans le cas général, s'effectuer simultanément en tous les points d'une surface déterminée; en réalité la rupture s'amorce d'abord suivant un élément plan infiniment petit, et ce n'est qu'ensuite, et *de proche en proche*, qu'elle se développe le long de la surface de glissement finalement observée.

Nous avons posé des formules très générales, donnant, pour les talus plans, les équations différentielles des lignes de glissement ainsi définies, en fonction de deux paramètres variables α et j (représentant le premier l'angle formé par la tangente à la ligne de glissement avec la ligne de plus grande pente du talus, et le second, l'angle formé par la contrainte conjuguée à un élément plan parallèle au talus avec la normale à celui-ci).

Nous en avons déduit que les glissements des talus plans, offrant une inclinaison i supérieure à l'angle de frottement interne φ de la matière cohérente dont ils sont constitués, s'effectuent suivant des courbes cycloïdales, non seulement dans le cas particulier (déjà étudié précédemment par nous) où l'état d'équilibre de Rankine existerait au voisinage immédiat de chaque élément de la courbe de glissement sur le point d'être atteint par la rupture, mais aussi dans le cas, bien plus général, où la contrainte conjuguée aux éléments plans parallèles à la surface libre serait simplement supposée offrir, dans la même région, une direction constante, représentée ainsi par une valeur constante de l'angle j .

Nous avons montré que les talus dépassant une hauteur déterminée, pour le régime d'équilibre de Rankine (c'est-à-dire pour la valeur particulière $i=j$ des glissements cycloïdaux), présentent un *risque grave d'éboulement*, et que ce risque

est même une certitude dans les deux cas particuliers extrêmes $i = \frac{\pi}{2}$ et $i = \varphi + \epsilon$

(ϵ infiniment petit, $\varphi \neq 0$).

Nous avons posé ensuite deux formules qui définissent une autre loi de hauteurs dangereuses, donnant des chiffres plus élevés sauf pour les deux cas extrêmes signalés, et correspondant pratiquement à une *certitude d'éboulement*, même pour un régime d'équilibre différent de celui de Rankine.

Dans le second chapitre, nous avons indiqué que les *talus aval* des barrages en terre peuvent, moyennant un drainage peu onéreux préconisé avec raison par M. de Vos, être calculés indépendamment de l'action des eaux retenues, les formules qui précèdent leur étant ainsi applicables; mais qu'il n'en allait pas de même pour les *talus amont*.

Ces derniers se trouvent en effet soumis à une épreuve particulièrement redoutable, bien que difficile à déceler par les procédés de mesure usuels: celle des *pressions hydrostatiques rémanentes* de l'eau incluse dans les interstices capillaires de la terre, lesquelles modifient temporairement dans un sens défavorable, pendant la période de vidange du réservoir et postérieurement à celle-ci, l'intensité et la direction des contraintes subies par la matière solide en tous les points du talus.

Il en résulte que la hauteur dangereuse susceptible d'être attribuée au talus amont d'une digue est nettement inférieure à celle applicable à un talus ordinaire constitué au moyen de la même terre supposée mise en oeuvre par des procédés identiques.

La réduction de hauteur devra être d'autant plus marquée qu'on aura affaire à un talus de plus forte inclinaison, constitué au moyen de corrois moins perméables, et qu'on aura envisagé une exploitation du réservoir comportant des vidanges plus rapides succédant à de longues périodes de retenue du plan d'eau d'amont à son niveau maximum.

Dans la pire de ces hypothèses, la hauteur dangereuse réduite paraît susceptible d'être calculée, avec un coefficient de sécurité satisfaisant, au moyen des formules dans lesquelles on aura substitué aux valeurs C et φ données par les expériences de laboratoire pour la cohésion et de l'angle de frottement de la terre employée, les valeurs fictives

$$C' = C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ et } \varphi' = 0.$$

Ces formules donnent en particulier des résultats concordant de façon satisfaisante avec la réalité, dans leur application aux barrages français ayant subi jusqu'ici des glissements de talus amont. Elles pourront être adoucies sans inconvénient pour des ouvrages exécutés au moyen de terres moins argileuses édifiées suivant des talus moins inclinés. Une détermination expérimentale des coefficients de résistance appelés à être substitués, en pareil cas, aux valeurs fictives C' et φ' données ci-dessus devra être effectuée sur des échantillons qu'on soumettra aux épreuves usuelles de résistance aussitôt après application de l'effort de compression, sans attendre, comme on le fait en général, l'expulsion de l'eau en excès.

(D 38)

CALCULS DE STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

EHRENBERG, *Allemagne*

Le poids par volume et le coefficient de résistance à la poussée sont importants pour le calcul de talus et de digues. Pour cette raison, le rapport les traite en premier lieu. Le poids par volume dépend principalement de la porosité, ainsi que de la teneur en eau et de la teneur éventuelle en humus. Le coefficient de résistance à la poussée du terrain, déterminé par des essais, dépend principalement

du mode d'exécution de ces essais. En particulier, s'il s'agit de terrains cohérents, il faut laisser agir les charges pendant un temps suffisant pour que la teneur en eau de l'échantillon puisse s'adapter aux tensions existantes. Cette méthode est la seule qui permette d'éviter dans les essais l'influence de l'eau de pores sous tension.

Dans d'autres subdivisions du rapport la distribution de la tension est traitée succinctement tant à divers points d'une masse de terre que dans des coupes horizontales et verticales d'une masse de terre homogène et symétrique de forme triangulaire.

Des explications sont données sur la position des surfaces de glissement de terrains cohérents et sans cohésion. Des surfaces circulaires, dont on fait varier la position et la forme pour trouver la surface de glissement la plus favorable, sont généralement utilisées comme surfaces de glissement. Le rapport donne des détails sur la détermination des valeurs $\mu = \text{tg } \rho$ (coefficient de frottement) et k_s (cohésion), qui sont nécessaires pour maintenir l'équilibre. Les courbes de Fellenius concernant la cohésion simple, ainsi que la cohésion et le frottement, sont réunies en un faisceau de courbes qui facilite leur utilisation.

Le rapport traite l'emploi de spirales logarithmiques comme surfaces de glissement et donne une formule permettant de déterminer, pour une surface de glissement déterminée et un angle de frottement donné, la cohésion nécessaire pour l'équilibre. L'effet de l'eau agissant comme force normale sur la surface de glissement n'est pas aussi facile à calculer pour ces surfaces logarithmiques que pour les surfaces circulaires.

Une courte discussion du degré de sécurité suit. On donne la préférence au degré de sécurité proposé par Fellenius, à savoir

$$\eta = \frac{\mu \text{ existant}}{\mu \text{ nécessaire}}$$

Pour le calcul de barrages, le rapport traite succinctement de l'effet statique de l'eau dans les barrages. Il traite les questions de la détermination de la stabilité de la couche de protection, de la couche étanche et du corps de talus du côté amont.

Les barrages avec couche étanche, disposée à l'intérieur, n'ont qu'un noyau d'argile ou derrière la couche d'argile il peut se trouver un écran en béton, ou une paroi en tôle dont le but est d'éviter que des particules d'argile ne soient enlevées par l'eau. Le rapport traite la détermination de la stabilité des pentes côté aval et côté amont dans ce genre de barrages. Dans ce rapport on essaye aussi de déterminer approximativement, grâce aux résultats des examens de la tension traités dans la première partie, les efforts auxquels est soumis le noyau étanche dans les barrages homogènes symétriques. Les poussées de terre à l'intérieur du barrage étant indéterminées, aussi longtemps qu'il ne se présente pas de glissement, on est obligé de faire des suppositions qui ne reproduisent qu'approximativement l'état réel.

En annexe on donne les coupes des barrages importants exécutés en Allemagne dernièrement.

(D 39)

CALCULS APPROXIMATIFS DE STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

CHUGAEV, U. R. S. S.

Après avoir indiqué que les barrages en terre diffèrent des autres constructions en terre par le fait que leur sol est soumis, non seulement aux forces de la pesanteur, mais aux forces dûs à l'eau d'infiltration, l'auteur expose les points suivants:

Le paragraphe 1 contient une description générale de la nature et de l'origine de ce qu'on appelle les "forces d'infiltration".

Le paragraphe 2 signale que les forces d'infiltration peuvent provoquer deux types de destruction dans la masse de terre: (a) L'enlèvement de masses de terre, (b) le délavage. Le barrage peut donc être détruit de trois manières: (1) destruction générale des talus; (2) destruction locale des talus; (3) délavage de la masse.

Le paragraphe 3 décrit les types possibles d'infiltration, savoir: (1) Infiltration permanente; (2) non permanente quand le sol est incompressible, qui survient par exemple lorsque le niveau de l'eau descend rapidement dans le réservoir; (3) non permanente, quand le sol est compressible, résultant de la compression des pores de la terre.

Le paragraphe 4 explique que les méthodes de calcul exposées cidessous s'appliquent aux cas de destruction des talus seulement pour les deux premiers types d'infiltration. Ces méthodes sont basées sur la proposition bien connue de Petersen (surfaces cylindriques circulaires de glissement).

Les paragraphes 5, 6, 7, 8, 9 décrivent les méthodes de calcul proposées par l'auteur pour déterminer la stabilité des talus dans différents cas, lorsque les terres sont soumises à l'action de la pesanteur en même temps qu'à l'action des forces d'infiltration et des forces capillaires. Les courbes de même niveau " h " sont enregistrées par points d'une manière spéciale, par la méthode de similitude électrique proposée par le Professeur N. N. Pavlovsky. Pour déterminer le champ des forces agissant sur la terre saturée d'eau, on applique la proposition de cet auteur au sujet des lignes équipotentielles Φ du champ de forces résultantes où la force "résultante" représente la résultante de la pesanteur, de la sous-pression et de l'infiltration F . Pour raison de simplification, les courbes réelles de Φ sont remplacées par des lignes droites; par suite, le champ de forces considéré peut être caractérisé par les paramètres γ , et Θ , γ_0 étant la valeur spécifique moyenne des forces "résultantes," et Θ l'angle qui définit la direction moyenne des forces résultantes. Connaissant les valeurs de γ_0 et de Θ et utilisant les hypothèses habituellement admises dans les projets de talus secs, on peut écrire, pour une pente donnée, une formule qui exprime le coefficient de sécurité β en fonction du glissement (par rapport à un certain cercle de rupture arbitrairement choisi).

(D 40)

ANALYSE DES CONDITIONS DE STABILITÉ DES MATÉRIAUX DANS LES TALUS ET LES FONDATIONS DES BARRAGES EN TERRE

IVANOV, U. R. S. S.

L'auteur a essayé d'exposer les principes de l'étude de la stabilité des barrages en terre en admettant que le glissement se produit suivant des surfaces de forme cylindrique à section circulaire.

Il donne des expressions générales du coefficient de stabilité des terres en fonction des composantes de forces agissant sur la section de glissement.

En outre, contrairement aux méthodes proposées par Hultin, Krey, Fellenius et Terzaghi, qui solutionnent le problème par intégration grapho-analytique, et qui, en fait, obtiennent le force normale totale agissant sur la surface du glissement sous la forme d'une scalaire, l'auteur suggère l'idée d'exprimer cette force sous forme de vecteur.

C'est à la recherche expérimentale qu'il faut s'adresser pour savoir laquelle de ces deux interprétations est la meilleure.

Cependant, dans les cas habituels de la pratique, la différence entre les forces de frottement obtenues par ces deux méthodes est si petite que, même si l'expérience

prouvait que l'interprétation de l'auteur est erronée, l'extrême simplicité de sa méthode et la possibilité qu'elle donne d'obtenir une solution générale, font qu'il existerait encore des avantages à l'employer.

On a obtenu l'expression générale suivante pour le coefficient de stabilité des masses de terre glissant le long de surfaces cylindriques à section circulaire

$$K = \frac{f(x_o \Sigma X + y_o \Sigma Y) + c\rho S}{x_o \Sigma Y - y_o \Sigma X}$$

dans laquelle ΣX et ΣY sont les composantes du système des forces agissant sur la section projetée sur les axes de coordonnées passant par le centre de la surface de glissement, x_o et y_o sont les coordonnées du point d'intersection de la résultante avec la surface de glissement,

f est la tangente de l'angle de frottement interne,

S est la longueur de l'arc qui représente la projection de la surface de glissement dans le plan du dessin,

ρ est le rayon de l'arc ci-dessus,

c est la force de cohésion spécifique du sol.

Cette formule permet de déterminer le coefficient minimum de stabilité des sols dans tous les cas pratiques où cette détermination est nécessaire.

Cependant, en raison des questions spéciales à discuter au Congrès, l'auteur s'est borné à présenter les procédés d'analyse dans les cas ci-après:

(1) Talus secs de forme arbitraire, soumis à l'action d'un système arbitraire de forces.

(2) Talus aval et amont de barrages en terre soumis à l'action d'un système arbitraire de forces y compris la pression hydrostatique de l'eau.

(3) Fondations de barrages en terre soumise aux mêmes conditions que dans (2).

Le rapport contient aussi une description du procédé à employer pour résoudre tout cas rencontré dans la pratique.

(D 41)

COMPRESSION PAR ROULAGE DES MATÉRIAUX DES BARRAGES EN TERRE

MYSLIVEC, *Tchécoslovaquie*

La stabilité des barrages en terre dépend aussi du tassement des sols dont les barrages sont construits et du tassement des fondations. Pour éviter le tassement du sol dans le barrage, il faut le comprimer au volume naturel des pores correspondant à la pression maxima à prévoir en chaque point du barrage. C'est pourquoi il faut calculer la pression maxima pour chaque point dans le barrage et déterminer pour cette pression le volume naturel des pores. Ce volume naturel des pores est obtenu au moyen d'essais, où l'on comprime le sol mouillé d'eau et on en détermine, pour chaque pression, le volume de ses pores.

On comprime ensuite le sol dans le barrage par roulage de manière à atteindre le volume de pores ainsi déterminé pour chaque point du barrage. Le rouleau compresseur doit donner, pour d'autres raisons, une pression supérieure à la pression maxima à prévoir dans le barrage, de 1 à 2 kg/cm² ou davantage. Le sol étant comprimé au volume naturel des pores ou à un volume inférieur, ne se tasse plus, et il suffit d'un coefficient de stabilité $\alpha = 1,2$.

Ce coefficient de stabilité doit être augmenté dans une proportion convenable selon le tassement des fondations du barrage.

DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX EMPLOYÉS DANS LA CONSTRUCTION DES DIGUES EN TERRE: APPLICATION AU CALCUL DE LA STABILITÉ DES DIGUES

MAYER, *France*

L'objet du présent rapport est de rendre compte des essais effectués au Laboratoire d'Étude du Sol et des Fondations sur des échantillons prélevés dans un certain nombre de digues en terre françaises choisies parmi celles qui ont eu des accidents au cours des 50 dernières années. On a constaté que les matériaux constitutifs de ces digues étaient tels que si les formules qui permettent de calculer les digues en terre étaient générales, la stabilité de ces ouvrages n'aurait jamais pu être mise en question. On a vu ensuite que tous les accidents étudiés étaient survenus après des vidanges rapides si bien que l'on avait été amené à les attribuer à l'effet des sous-pressions dues à l'eau incluse dans l'ouvrage. On a constaté qu'en partant de cette hypothèse, on arrivait à prévoir le niveau à partir duquel une vidange rapide de la retenue risquait de compromettre la sécurité de la digue et on a vu que les chiffres auxquels on arrivait étaient vérifiés dans les cas de vidange rapide étudiés jusqu'ici. Dans un cas particulier où la vidange a été lente, l'accident s'est produit avec retard par rapport aux prévisions, mais la digue aurait été en équilibre instable depuis quelque temps déjà si la vidange avait été rapide.

Il est apparu que si on étudiait les conditions de stabilité d'un certain nombre de digues en terre françaises on verrait qu'elles ne résisteraient pas non plus à une vidange complète et rapide. Au cours de l'étude systématique qui a été entreprise à la demande du Comité Français des Grands Barrages, on ne manquera pas dans chaque cas de calculer le niveau critique et d'indiquer au service exploitant l'intérêt qu'il y aurait à n'exécuter qu'avec prudence les opérations de vidange au-dessous de ce niveau.

Enfin, on a montré que l'essai d'explication de l'instabilité de certains ouvrages portait en lui-même son remède et qu'il suffisait de charger le pied de la digue au moyen d'un massif perméable pour éviter les accidents dus à l'abaissement trop rapide du niveau de l'eau dans la retenue.

Toutes ces indications ne représentent encore que l'esquisse d'une théorie générale. Il a été indiqué à chaque instant les hypothèses sur lesquelles nous nous basions et les approximations auxquelles il avait fallu consentir. En particulier, on a admis constamment que la vidange était instantanée et que l'on observait le phénomène dans l'instant qui suivait immédiatement l'abaissement du niveau de l'eau dans la retenue. Que se passe-t-il lorsque la vidange au lieu d'être instantanée est progressive? Quelle relation y-a-t-il entre la variation des sous-pressions en fonction du temps et la vitesse de vidange du réservoir? Quelle est dans ce cas l'influence des tensions capillaires qui se produisent à l'intérieur du massif? Autant de questions auxquelles il n'est pas possible de répondre actuellement et que l'on espère pouvoir progressivement élucider au cours de recherches ultérieures.

CALCULS DE STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

FELLENIOUS, *Suède*

L'auteur expose des méthodes de calcul en supposant des surfaces cylindriques et circulaires de glissement pour les deux cas:

I. Cohésion simple, et II. Cohésion et frottement combinés.

Pour le cas I on présente le calcul fait à l'aide de l'équation d'équilibre pour le mouvement basculant. En outre, on éclaircit à l'aide d'un facteur de cohésion le calcul de la cohésion nécessaire. Quelques surfaces typiques de glissement sont montrées. Ensuite on arrive à la limite de hauteur permise pour une pente donnée.

Pour le cas II on donne une formule approximative, suivie d'un calcul plus exact en forme graphique. Ensuite on présente une étude systématique du problème faite dans le but d'arriver à un résultat général. Cette étude est basée sur le fait que les constructions graphiques pour des angles de pente donnés et des différentes hauteurs de pente sont uniformes, si l'on se base sur des valeurs de cohésion qui sont proportionnelles aux hauteurs de pente respectives. Dans tous les cas envisagés on suppose que le talus touche à l'équilibre.

On donne ensuite deux calculs graphiques d'un barrage, dont les matériaux de diverses sortes ne se trouvent pas seulement dans le corps même du barrage, mais aussi dans le sous-sol.

On démontre que dans ce cas la cohésion et la friction doivent avoir des valeurs au moins 50 pour-cent plus grandes lorsque la barrage est saturé d'eau que lorsque la face amont a un parement étanche.

En fin, on expose les méthodes de calcul du facteur de sécurité. À ce sujet on présente quelques réflexions sur le "facteur d'instabilité." On croit qu'un facteur spécial d'instabilité deviendra de moins en moins nécessaire à la suite du développement des méthodes d'investigation des échantillons de terre. Il faut apporter une considération tout spéciale à la différence entre la terre sans détérioration de la matière (à son état naturel) et avec détérioration (travaillée), ainsi qu'aux différences entre les résultats donnés par des essais de détermination de la résistance au cisaillement sous diverses pressions normales, selon que les essais soient faits rapidement ou lentement.

(D 50)

CALCULS DE LA STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

JONSON, *Suède*

Les efforts par unité de surface sont calculés dans des barrages *argilo-sableux*, homogènes et triangulaires, soumis à l'influence du poids de la digue et de la pression de l'eau, lorsque le réservoir est plein. Il est supposé que la rupture se produit selon la théorie de Mohr, quand $\tau_{nn} \leq \alpha + \beta \sigma_n$ (où σ_n signifie la pression et τ l'effort de cisaillement). Trois types de terre sont considérés: *Type A*, où $\alpha = 0$ et $\beta = \text{constant}$; *type B*, où $\alpha = \text{constant}$ et $\beta = 0$; et *type C*, où α et β sont constants ou variables. Toutes les terres appartiennent en effet au type C selon les essais, mais l'exposition de la recherche est simplifiée en traitant d'abord le type idéal A.

En introduisant une "fonction d'effort" avant la forme $F = r^{m+2} \sum [A_n \cos n\varphi + B_n \sin n\varphi]$ on obtient une méthode pour calculer les efforts d'une matière sablonneuse du type A. Puisque les déformations ne sont pas considérées, la solution trouvée n'est pas unique mais donne un maximum et un minimum entre lesquels se trouve l'effort véritable. La méthode est applicable aux masses limitées par deux surfaces planes. Dans le cas spécial où l'angle entre les plans est π , la théorie citée donne les formules de Rankine. On donne quelques exemples arithmétiques des efforts ainsi calculés. Quelques-unes des valeurs calculées ont été comparées aux valeurs obtenues par des essais.

Il est possible de calculer les efforts analogues des terres types B et C, mais pour les digues une méthode approximative plus facile est discutée.

Les exemples donnés démontrent que la stabilité d'une digue n'est pas compromise par l'influence de la pression de l'eau, pourvu que la pente du talus ne soit pas plus raide que celle indiquée par l'angle ρ de la terre mouillée ou humide.

L'angle ρ est, dans le cas du type idéal A identique à l'angle naturel du talus, mais pour le type C, c'est-à-dire, pour presque toutes les espèces de terre, l'angle ρ est déterminé par la courbe de Mohr. En tenant compte de la marge de sécurité nécessaire l'angle ρ doit être choisi plus petit que la valeur théorique précitée, outre et en les règles ordinaires sont à observer en pratique: par exemple, le profil ne doit pas être triangulaire mais trapézoïdal, la revanche de la digue doit être d'une telle hauteur que le couronnement net soit jamais submergé, et la résistance à l'érosion souterraine doit être considéré.

Dans le rapport il s'agit de la stabilité du barrage même. Mais il faut que le sous-sol aussi soit stable sous les pressions exercées par la digue et par l'eau.

Le calcul des efforts subis par le sous-sol est plus compliqué et n'est pas traité dans le rapport à l'exception de quelques remarques relatives au terme "facteur de sécurité." Ces remarques concernent en particulier la stabilité du sous-sol.

(D 56)

CALCUL DE LA STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

KNAPPEN, *États-Unis*

Le problème demande la connaissance de la géologie des lieux et des matériaux procurables. L'analyse montre les force agissant sur le remblai ainsi que les efforts qui en résultent et la résistance des matériaux de la construction.

On discute d'abord la classification générale des terres et on indique les essais recommandés. On classe ensuite les terres, en tant que matériaux de construction et les essais à faire. Enfin on suggère des méthodes pour prévoir l'état des matériaux dans le remblai proposé et pour préparer des échantillons d'essais.

On étudie l'action des vagues et on donne des formules pour la hauteur et la vitesse de propagation de celles-ci. Une méthode pour calculer la revanche (freeboard) est indiquée, de même qu'une autre pour assurer la protection des talus. On expose aussi la méthode de détermination des lignes d'égal écoulement et des lignes d'égal niveau piézométrique et le calcul de stabilité pour empêcher la formation des renards. On présente des formules pour les revêtements et pour le calcul des infiltrations à travers les remblais établis sur fondations perméables.

On a développé une solution générale pour la détermination de la stabilité des talus suivant la méthode géotechnique suédoise et une méthode photo-élastique des efforts dans les remblais de même que pour l'analyse de leur stabilité. Cette dernière méthode est comparée avec la méthode géotechnique suédoise. On signale une formule pour calculer la stabilité des remblais construits par dépôts hydrauliques et on a développé l'application de cette formule à l'étude du noyau de corroyage du remblai, suivant la méthode géotechnique suédoise.

On cite des exemples de foisonnement des remblais, causé par les efforts internes pendant la construction et on présente des méthodes de projets évitant cette condition.

On discute la fonction des dispositifs spéciaux, comme les mursparafouilles, les murs étanches, les revêtements imperméables, les filtres et les drains. On propose des méthodes pour le calcul de leur stabilité et de leur efficacité.

Finalement on établie la relation entre le projet du remblai et l'étude de la fondation de la construction.

MÉTHODES PROPOSÉES DE CALCULS POUR LA STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

MAY ET BRAHTZ, *États-Unis*

Au lieu de segments de largeur déterminée qui sont employés dans la méthode suédoise de l'analyse de la stabilité des remblais en terre, Monsieur May présente dans la première partie le concept de segments de largeur infinitésimale. L'intégration des forces appliquées sur ces segments est faite graphiquement au moyen du planimètre en mesurant les surfaces sous les courbes représentant les forces. Les courbes des forces sont aisément construites à partir des valeurs obtenues à quelques points sur la section.

Les effets de la pression hydrostatique sur les forces appliquées sur la voûte circulaire en considération sont évalués. Ces forces sont aussi intégrées au moyen du planimètre. Avant d'obtenir l'effort total de cisaillement le long de la voûte, cet effort de soulèvement est soustrait de la pression normale totale des poids saturés des matériaux.

Dans la seconde partie Dr. Brahtz discute d'abord en général les conceptions de l'analyse de l'effort à différents points, y compris l'effet de la pression interne du liquide. Il discute une seule solution du problème et il présente seulement une solution pratique suivant des hypothèses raisonnables. Les extrémités sont considérées libres et l'action latérale (poussée de la voûte) est introduite dans la formule en insérant un "facteur de compaction." Les fonctions de l'effort sont employées dans l'analyse qui comprend deux cas critiques, (1) barrage et fondation avec réservoir vide après une vidange rapide, et (2) réservoir plein avec saturation finale. Un facteur de sûreté est déterminé en se basant sur le criterium usuel de la rupture au cisaillement. Il présente des formules empiriques pour les pentes et il propose une méthode de travail pour l'analyse, esquissée assez en détail. Des exemples d'application y sont inclus.

STABILITÉ DES REMBLAIS CONSTRUITS SUR FONDATIONS INSTABLES

GILBOY, *États-Unis*

Les remblais construits sur fondation instable descendent souvent considérablement par suite d'un déplacement latéral du sol de fondation. Le phénomène consiste essentiellement en une rupture par cisaillement et doit être pris en considération chaque fois que la résistance au cisaillement du terrain de fondation n'est pas suffisante pour supporter les efforts engendrés par la mise en charge. Il résulte qu'une analyse approfondie des efforts et des essais pour déterminer les caractères du sol de fondation s'imposent pour tout projet rationnel.

Des valeurs approchées des efforts peuvent être fournies par l'analyse mathématique et par des études photo-élastiques sur modèles. Pour des conditions semblables, les deux méthodes donnent des résultats concordants. La méthode photo-élastique est particulièrement utile dans l'étude des sections irrégulières pour lesquelles le calcul est difficile.

Pour un remblai triangulaire symétrique posé sur un mauvais sol, l'analyse mathématique conduit à la règle grossière suivante: La résistance au cisaillement de la couche de fondation doit excéder la plus petite des deux quantités suivantes: (a) un quart de la pression maximum; (b) la pression maximum multipliée par le rapport de l'épaisseur de la couche de fondation à la largeur de base du remblai.

Cette règle ne s'applique qu'aux charges verticales. S'il existe des composantes horizontales importantes, comme dans une digue ou un barrage dont les couches de terre ont été comprimées, ce fait doit être pris en considération.

La détermination de la résistance au cisaillement doit porter, non seulement sur la résistance initiale, mais aussi sur la façon dont celle-ci augmente sous charge. Dans de nombreux cas, une fondation initialement incapable de supporter la charge peut, si cette dernière est appliquée très graduellement en cours de construction, développer une résistance finale suffisante. Lorsque l'auteur appliqua ces principes pour la première fois, un remblai de route avait cédé par suite d'une construction trop rapide, mais après une période de repos, le travail peut être achevé sans difficulté.

Des essais de consolidation donnent un moyen d'estimer la vitesse avec laquelle la résistance s'accroît et aussi de prédire le degré probable de tassement dû à la compression. Des mesures de tassement faites sur des barrages en terre actuellement en construction sont en remarquable accord avec les tassements prédits.

L'étude de trois digues qui, après un enfoncement initial exagéré, ont été rendues stables par l'élargissement à la base, montre que si l'analyse du cisaillement avait été faite, les insuffisances des projets initiaux se seraient immédiatement révélées.

(D 64)

STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE

PAGLIARO, *Italie*

La stabilité des barrages en terre repose sur deux études, celle de ses plusieurs dimensions et celle de la structure en somme.

Il nous manque, malheureusement, de données pour déterminer le profil des barrages en terre; par conséquent, on ne peut que se conformer à ce qui a été fait pour des ouvrages déjà construits et qui ont donné des résultats très satisfaisants.

Stabilité du talus en aval.—Les diverses théories sont brièvement analysées, en mettant en évidence leur disparité avec les résultats réels.

En faisant une première hypothèse de ne pas se fier à la cohésion, les talus d'une masse de terre seraient disposés selon les angles de repos naturel des terres, qui sont suffisamment connues.

Mais il faut tenir compte aussi de deux facteurs: l'action des pluies, de la gelée et du soleil et aussi la hauteur du talus. En effet la pente du talus dépend aussi de sa hauteur, car la cohésion entre en jeu. C'est pour cela que plus le talus est haut, plus sa pente doit être faible.

Les barrages existants, hauts de 25 à 50 mètres, ont le talus en aval incliné de 2 à 2,5 sur 1.

Stabilité du talus en amont.—Outre les éléments qui entrent en jeu pour le talus en aval, il faut aussi considérer pour le talus en amont l'action de l'eau du réservoir. En négligeant la cohésion, les pentes seraient excessivement faibles et par conséquent il faut absolument en tenir compte. Dans le cas où le volume qui tend à se détacher pourrait être assimilé à un prisme, des expressions analytiques très simples seraient obtenues entre la hauteur générique du talus, la hauteur critique, le coefficient de cohésion, l'angle naturel de la terre et la pente du talus du barrage. On peut de cette façon établir le "profil du talus à stabilité uniforme."

Mais ce calcul est seulement indicatif et son application pour déterminer les pentes des talus ne serait pas très légitime.

Les recherches faites sur beaucoup de barrages déjà construits, ont montré que pour des barrages ayant une hauteur entre 25 et 60 mètres, la pente du talus en

amont est, en moyenne, incliné du 3 sur 1; pour des hauteurs inférieures elle est de 2,5 à 2 sur 1.

Il n'y a pas de règles pour déterminer l'épaisseur au sommet. Pour barrages hauts de plus de 20 mètres, on a, jusqu'à présent, fixé une épaisseur de 6 mètres; pour les barrages moins hauts, on a atteint un minimum de 3 mètres.

En ce qui concerne la revanche, on remarque que pour les barrages hauts de plus de 30 mètres, la revanche est de 4 à 5 mètres, tandis que pour les barrages de 20 à 30 mètres la revanche est de 2,50 à 3 mètres.

On décrit enfin la méthode rationnelle de la détermination du profil, en tenant compte des lignes de saturation.

On énumère 21 recherches sur les qualités des terres. On tient comme opportun de donner à ces recherches l'ordre fixé par le Congrès des Grands Barrages qui a eu lieu à Stockholm en 1933.

En Italie, on emploie des appareils pour déterminer les coefficients de friction et de cohésion.

On fabrique actuellement en Italie des appareils suffisamment exacts pour déterminer le coefficient de perméabilité.

Ils sont placés près de chaque barrage en terre en construction.

On met en évidence que le degré de compressibilité assume des valeurs diverses, selon que l'échantillon est libre ou non de se dilater latéralement. Les diagrammes eudiométriques et le phénomène de la compression sont aussi discutés.

On a fait allusion aussi au poids spécifique de la matière sèche.

Le teneur en eau mérite une attention particulière contrairement à ce qu'on fait d'habitude. Le tassement d'un grand barrage américain, construit selon le système hydraulique, doit être attribué à la grande quantité d'eau qui est restée dans la masse du barrage.

L'analyse mécanique sur les gros éléments de la terre, a perdu aujourd'hui beaucoup de son importance. Elle est, au contraire, très importante pour les éléments fins, c'est-à-dire pour le sable et l'argile.

En Italie on donne beaucoup d'importance au pourcentage d'argile et de sable, car il est bien connu qu'il y a ajustement entre l'argile et le sable, les grains de sable pénétrant dans l'argile, ce qui empêche les phénomènes de gonflement et de contraction, qui sont caractéristiques de l'argile.

Consistence normale.—Elle n'a pas une grande importance, bien qu'il existe un rapport entre elle et la résistance des terres au glissement.

Les limites d'Atterberg.—Les recherches sont d'une certaine utilité, mais il faut qu'elles soient encore mieux complétées.

Une orientation vers des recherches plus décisives est nécessaire tout d'abord.

On doit avant tout faire un examen organique des terres qui serviront de matériaux. Puis, il faut observer la teneur en argile et ses proportions avec le sable. Les coefficients de friction, cohésion et perméabilité sont déterminés en même temps.

Si ce premier groupe de recherches donne des résultats satisfaisants, on peut passer aux autres recherches susmentionnées.

Dès 1930, les premières recherches ont été faites dans les laboratoires établis, aux chantiers de chaque barrage Italien en construction.

Pour toutes les recherches il serait nécessaire d'avoir un laboratoire central bien outillé afin d'obtenir les renseignements décisifs pour l'adaptation de la composition de la terre aux plusieurs parties du barrage.

Generalberichte

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

SPEZIALZEMENTE

Generalberichterstatter: J. L. SAVAGE

Chief Designing Engineer, United States Bureau of Reclamation

ALLGEMEINES

Portlandzement, wie er von den meisten Zementfabriken der Welt in Übereinstimmung mit den in vielen Ländern angenommenen Standard-Spezifikationen hergestellt wird, wird seit über 50 Jahren zum Bau von Beton-Staumauern verwandt. Um den von der Mehrzahl der Zementabnehmer gestellten Ansprüchen zu entsprechen, hat sich das Produkt in der Richtung früherer Festigkeit, verbunden mit höherer Hydrationswärme entwickelt. Diese Entwicklung, zusammen mit der grösseren Baugeschwindigkeit der letzten Jahre, vermehrte die Nachteile des Portlandzements beim Bau von Beton-Staumauern. Ein Beispiel für diese Nachteile sind die ausserordentlich hohen Temperaturen, die bei vielen modernen Staumauern zu ausgedehnter Rissbildung und bei anderen in einem Masse zu Verwitterung führten, dass einige gänzlich ersetzt oder nach verhältnismässig kurzer Zeit erheblichen Reparaturen unterworfen werden mussten.

Während der letzten Jahre befasste man sich mit der Herstellung einer Anzahl von Spezialzementen für Spezialzwecke, was die Suche nach einem für massive Wasserbauten besser geeigneten Zement anspornte. Die von einem solchen Zement verlangten Eigenschaften sind enthalten in den Berichten von Forsen, Schweden; Halcrow und Lea, Grossbritannien; und Savage, Vereinigte Staaten, wie folgt:

Wärmeentwicklung.....	So gering wie möglich.
Abbindezeit.....	Lange, um grössere Mengen ohne unerwünschtes Erhärten einführen zu können.

[AUS DEM ENGLISCHEN ÜBERTRAGEN.]

Verarbeitbarkeit.....	Gut, verringerte Wasseraufnahme oder -abgabe.
Festigkeit.....	Hohe, nach 90 Tagen, mit ausreichender früher Festigkeit zwecks baldiger Entfernung der Form.

Die Hauptanforderungen an Zement scheinen niedrige Hydrationswärme, hohe Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Wässer und andere zerstörende Einflüsse, sowie verminderte Neigung zur Rissbildung zu sein. Die Aufmerksamkeit der Laboratorien in der ganzen Welt war auf ein besseres Verständnis der Faktoren gerichtet, welche Temperaturerhöhungen, Durchlässigkeit, Festigkeit, Abbindezeit, Verarbeitbarkeit, Schrumpfung und Dehnbarkeit von Zementen und Betons beeinflussen. Mit einer diesbezüglichen Kenntnis könnten Zemente hergestellt werden, deren für Grossbauten unerwünschte Eigenschaften auf ein Minimum beschränkt wären. Ein direktes Ergebnis einer solchen Untersuchung waren die in den Vereinigten Staaten und in Schweden entwickelten Tieftemperatur- [“low-heat”] Portlandzemente. Die Zusammensetzung der Zemente erwies sich als sehr bedeutsam. Andere Forschungen führten zur Untersuchung und Anpassung des Portland-Puzzolan-Zements an den Talsperrenbau, unter Verwendung künstlicher Puzzolane verschiedener Art und verschiedenen Verhaltens. Erfahrungen mit Beton an norwegischen Staumauern sind Gegenstand des Berichtes von Baalsrud und Friis, Norwegen, in dem das Auslaugen des Kalkes aus dem Beton durch die säurehaltigen Wässer dieses Landes beschrieben wird; anderwärtige Erfahrungen mit den Einwirkungen des Seewassers ausgesetzten Bauten veranlassten Forschungen zur Herstellung eines gegen solche Wirkung widerstandsfähigen Betons.

Unter den in verschiedenen Ländern untersuchten und verwandten Zementtypen und unter den in Berichten beschriebenen befinden sich folgende:

Frühochfeste Zemente: beschrieben in den Berichten von Davey, Grossbritannien; Fujii, Japan; und Savage, Vereinigte Staaten.

Gewöhnlicher Portlandzement: in den Berichten hauptsächlich als Vergleichsbasis für Spezialzemente verwandt. Solche Vergleiche werden von nahezu allen Verfassern angestellt.

Modifizierter Portlandzement: beschrieben von Fujii, Japan; und Savage, Vereinigte Staaten.

Tieftemperatur-Zemente: der in Schweden hergestellte Silikat-zement (“low-heat” Zement) dieses Typs wird von Forsen, Lalin und Westerberg beschrieben; der “low-heat” Zement der Vereinigten Staaten von Savage. Fujii, Japan, beschreibt einen sogenannten Tieftemperaturzement der dem modifizierten Portlandzement (mit mässiger Wärmeentwicklung) der Vereinigten Staaten sehr ähnlich ist.

Portland-Puzzolan-Zement: “Pansar A”-und “Pansar Silikat”-Zement werden beschrieben von Forsen, Ohman und Berg, Schweden; Portland-Hochofen-Schlacken-Zement von Fujii, Japan; Kallauner, Tschechoslowakei; und Davey, Grossbritannien. Portlandzement mit verschiedenen Puzzolanen wird von Kind, Russland, und Savage, Vereinigte Staaten, behandelt.

Wasserfeste Spezialzemente: von verschiedenen Verfassern werden gewisse Zemente erwähnt, die besonders gegen aggressive Wässer entwickelt wurden. Eine solche Beschreibung von Stanton ist in

dem Bericht von Savage, Vereinigte Staaten, enthalten, und es handelt sich hier wirklich um den Typ des modifizierten Portlandzements. Hoffman, Italien, und Kallauner, Tschechoslowakei, beschreiben Aluminiumzemente gegen aggressive Wässer.

Eisenzemente: Hoffman, Italien, führt an, dass die Entwicklung dieser Zementart, entweder allein oder in Verbindung mit puzzolanhaltigem Material, zur Verwendung bei kleineren Wasserbauten in diesem Lande eine wichtige Neuerung darstellt.

Wie in den Berichten von Spindel, Österreich, Balsrud und Friis, Norwegen, und Savage, Vereinigte Staaten, angedeutet ist, mag die durch eine Änderung des Zementtyps zu erreichende Verbesserung nur gering sein im Vergleich zu den Auswirkungen der Wahl der besten Kombination vieler Faktoren, die das Verhalten des Betons in dem Bauwerk beeinflussen. Dies tritt am deutlichsten hervor bei der Volumenänderung infolge Temperatursenkung. Es ist augenscheinlich, dass, wenn die Einführungstemperatur hoch ist,—wie dies bei dem "Boulder Dam" in den Sommermonaten der Fall war—und die ständigen Endtemperaturen verhältnismässig niedrig, ein grosser Temperaturabfall mit darauf folgender Schrumpfung und Neigung zur Rissbildung, auch ohne Wärmeabgabe des Zements, unvermeidlich ist. Unter solchen Verhältnissen stellen die Vorteile der Verwendung von Tieftemperatur-Zement zum Unterschied von Standardzement nur einen Prozentsatz des gesamten Temperaturabfalles dar. Dies schmälert jedoch in keiner Weise die Arbeit der vielen Forscher, die versucht haben, über das Verhalten des Zements Klarheit zu finden, der die günstigsten Eigenschaften aufweist, oder den Standardzement zu verbessern. In dem, was man in den Vereinigten Staaten als modifizierten Portlandzement [modified Portland Cement] bezeichnet, (Fujii, Japan, nennt ihn Tieftemperatur-["low-heat"] Zement), hat diese Erkenntnis die Schaffung eines Produktes ermöglicht, das verspricht, den gegenwärtigen Standard Portlandzement bei vielen Verwendungswecken zu ersetzen.

Die von Sandri, Österreich, und Savage, Vereinigte Staaten berichteten Untersuchungen über das Ausmass der Wärmeabgabe von Zement haben zu der Aufstellung mathematischer Gleichungen durch Vogt, Norwegen, Davey, Grossbritannien, Glover und andere Ingenieure des "Bureau of Reclamation" in den Vereinigten Staaten, sowie andere, beigetragen, die bei Beachtung der vielen bestimmenden Faktoren eine genaue Voraussage über den Temperaturverlauf in dem Beton gestatten. Solche Untersuchungen zeigen den Weg zu den besten Konstruktionsmethoden und zu einer bestmöglichen Auswahl anderer kontrollierbarer Faktoren und der am besten geeigneten Zementart.

Nun muss die Aufmerksamkeit darauf gerichtet sein, ein besseres Verständnis der Beziehungen zwischen den vielen Faktoren, die das Verhalten des Betons in dem fertigen Bauwerk beeinflussen, zu erzielen; insbesondere in der Richtung der Entwicklung von Einheitsprüfungen, die so einfach sein sollen wie möglich, um wichtige Eigenschaften genauer anzuzeigen, und gegenüber der Aufstellung einwandfreier Spezifikationen für die verschiedenen Zementarten. Vogt und Rutle, Norwegen, und Spindel, Österreich, weisen in ihren Berichten auf die Unzulänglichkeit der gegenwärtigen Einheitsprüfungen für die

Auswahl und Kontrolle von Zementen hin und schlagen gewisse Verfahren vor. Forsen, Schweden, unterbreitet eine Zusammenfassung von versuchsweisen Einheitsspezifikationen für sechs Zementarten und schlägt obligatorische Prüfungen und gewisse andere Prüfungen lediglich zu Informations-Zwecken vor.

Forschungen, Entwicklung und Erfahrungen aller über Spezialzemente Bericht erstattender Länder, zu denen ausser den bereits angeführten auch Czetwertynski, Polen; Honigmann, Österreich, und Ishii, Japan, gehören, betonen die Tatsache, dass die Verwendung von Spezialzement nur einer der vielen wichtigen, veränderlichen Faktoren ist, die die umfassenden Probleme der Massenbeton-Konstruktion ausmachen. Eine kurze Zusammenfassung jedes der eingegangenen Berichte, die alle interessante und wertvolle Angaben über die verschiedenen Phasen der Zement- und Betonprobleme enthalten, befindet sich am Ende dieses Berichtes.

Die in jüngerer Zeit zu Beton-Staumauern verwandten Betontypen finden sich in der folgenden Tabelle, die nach den 19 unterbreiteten Berichten zusammengestellt wurde:

Name der Talsperre	Land	Zement-Typ
"Laggan Dam"-----	Grossbritannien.	Gewöhnlicher Portlandzement.
"Tongland Dam"-----	do-----	Gewöhnlicher u. schnell erhärtender Portlandzement.
"Clatteringshaw Dam"-----	do-----	Portland-Hochofen-S c h l a c k e n - Zement.
Vargön-Talsperre-----	Schweden-----	Tieftemperatur-Portlandzement.
Krångede-Talsperre-----	do-----	Puzzolan mit Tieftemperatur-Portlandzement.
Dejefors-Talsperre-----	do-----	Puzzolan mit gewöhnlichem Portlandzement.
Tsukahara-Talsperre-----	Japan-----	Portlandzement mit mässiger Temperatur.
Barbellino-Talsperre-----	Italien-----	Eisenzement.
"Owyhee Dam"-----	Vgte. Staaten-----	Gewöhnlicher Portlandzement.
"Morris Dam"-----	do-----	Tieftemperatur-Portlandzement.
"Boulder Dam"-----	do-----	Tieftemperatur-Portlandzement u. Mischung mit gewöhnlichem Portlandzement.
"Bonneville Dam"-----	do-----	Portland-Puzzolan-Zement.
"Norris Dam"-----	do-----	Modifizierter Portlandzement.
"Grand Coulee Dam"-----	do-----	Do.
"Tygart Dam"-----	do-----	Do.

Die relative Eignung der verschiedenen, in den angeführten Talsperren verwandten Zementarten kann nicht beurteilt werden ohne ein klares Verständnis der bei den entsprechenden Bauwerken herrschenden Verhältnissen, die in den einzelnen Berichten wiedergegeben sind. Die gegebenen Beispiele sollen dazu dienen, das universelle Interesse zu zeigen, das der Frage des besten Zementtyps für Beton-Staumauern entgegengebracht wird. Wesentliche künftige Fortschritte auf diesem Gebiet werden zweifellos in weitestem Masse von dem Verständnis der mit dem Zement-Erhärtungsprozess zusammenhängenden Reaktionen abhängen; ein Verständnis, das nur erlangt werden kann durch eingehende Forschungen auf dem Gebiete der Zemente und Betons.

1. Das Zementproblem in Massenbeton:
 - a. Relative Wichtigkeit.
 - b. Rechtfertigung der Notwendigkeit von Spezialzementen.
 - c. Auswahl des geeignetsten Typs.
2. Erfordernisse an Zement für Massenbeton:
 - a. Niedrige Hydrationswärme.
 - b. Hohe Feinheit.
 - c. Gute Verarbeitbarkeit bei geringer Wasserzugabe.
 - d. Wasserbeständigkeit.
 - e. Wetterfestigkeit.
 - f. Hohe Dehnbarkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Rissbildung.
 - g. Günstige Festigkeitsentwicklung mit hoher endgültiger Festigkeit.
3. Kontrolle von ausgewähltem Zement gemäss festgelegten Spezifikationen:
 - a. Eigenschaften und Prüfungsmethoden.
 - b. Wichtigkeit der Zusammensetzung.
 - c. Auswirkungen der Verschiedenheiten in Rohstoffen und Herstellungsmethoden.
4. Notwendige Information:
 - a. Mit dem Erhärtungsprozess verbundene chemische und physikalische Prozesse.
 - b. Endgültige Hydrationswärme.
 - c. Elastische und plastische Eigenschaften in früheren Stadien

**ZUSAMMENFASSUNGEN DER BERICHTE
DER
FRAGE III**

(D 1)

**DIE WIRKUNG DER INNENTEMPERATUR EINER SCHWERGEWICHTS-
MAUER AUF DIE FESTIGKEIT DES BETONS**

ISHII, Japan

Um die Wirkung von hohen Temperaturen zu bestimmen, die innerhalb eines massiven Betonkörpers, wie z.B. einer Schwergewichtsmauer auftreten, sind Beobachtungen und Druckproben für die Dauer eines Jahres an Versuchsproben von Mörtel wie von Beton angestellt, die einer Behandlungstemperature von 20° bis 70° C. unterworfen waren. Die Beobachtungen haben gezeigt, dass in jungen Jahren die Festigkeit von Probestücken mit einer Behandlungstemperatur von 40° bis 50° C. sehr hoch liegt, dass aber bei zunehmendem Alter alle Probestücke, gleichgültig welcher Behandlungstemperatur unterworfen, schliesslich nahezu gleiche Festigkeit annehmen.

(D 9)

HERSTELLUNG DES TIEFTEMPERATUR-PORTLAND-ZEMENTES IN JAPAN

FUJII, Japan

Die vorliegende Abhandlung behandelt das Ergebnis der Untersuchung der chemischen und physikalischen Merkmale des in Japan hergestellten Tieftemperatur-Zements. Auch wenn die Daten dieser Versuche in manchen Punkten

unvollständig sind, ist es doch klar, dass die Beschaffenheit der Rohmaterialien und das Herstellungsverfahren eines tatsächlich marktfähigen Zements für die Qualität eines Zements von gleicher chemischer Zusammensetzung von beträchtlicher Bedeutung sein kann, und folglich, dass jede Zementfabrik ihre eigenen Formeln für verschiedene charakteristische Spezialzemente haben mag.

(D 10)

TEMPERATUREFFEKT IN BETONMASSEN

DAVEY, *Grossbritannien*

In jeder grösseren Betonmasse ist der Abgang der während des Abbindens freiwerdenden Wärme sehr langsam. Infolgedessen erhärtet der Beton im Inneren beinahe adiabatisch und dabei können sehr hohe Temperaturen erreicht werden. Diese Temperaturen sind zunächst von der Zementart abhängig. Häufig unterscheiden sich gewöhnliche und hochwertige Portlandzemente sehr wenig in dieser Beziehung. Die Wärmeentwicklung der Hochofenzemente ist in den Anfangsstadien langsamer als die der Portlandzemente, die Gesamtmenge der freiwerdenden Wärme ist jedoch nach drei Tagen nicht wesentlich anders. Mit Tonerdzementen ist die Temperaturerhöhung in den ersten 24 Stunden sehr gross. Die Temperaturerhöhung wird auch durch das Mischverhältnis, die Grösse der Betonmasse, die Schnelligkeit des Betonierens, den von den Schalungen gebotenen Wärmeschutz und die Witterung beeinflusst. Untersuchungen haben ergeben, dass im Inneren des erhärteten Betons höhere Temperaturen und Festigkeiten erreicht werden als in den äusseren Schichten; eine Ausnahme bildet jedoch der Tonerdezementbeton, in dessen Innerem geringere Festigkeiten herrschen. In den verschiedenen Teilen der Betonmasse ist das Fliessen und Schwinden des Betons auch verschieden; hinzu kommt eine durch die Abkühlung hervorgerufene Zusammenziehung. Diese Erscheinungen üben einen bedeutenden Einfluss auf die Brauchbarkeit der Betonbauten (z. B. der Staumauern) aus. Es ist daher sehr erwünscht, dass diese Wärmeerscheinungen durch sorgfältige Auswahl der Zemente und Mischverhältnisse auf ein Minimum beschränkt werden. Es wäre auch von Vorteil, wenn die Möglichkeit vorhanden wäre, auf Grund von Versuchsergebnissen die Temperaturen zu berechnen, welche in einem Beton aus einem gegebenen Zemente erreicht werden. Die Bearbeitung dieser Probleme in der Building Research Station zu Watford erstreckte sich auf einen Vergleich zwischen den im Laboratorium gemessenen Temperaturen und denjenigen, welche im Beton aus demselben Zemente in drei grossen Staumauern erreicht wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen haben nachgewiesen, dass Vergleichsbeziehungen aufgestellt werden können, welche annäherungsweise die Vorausbestimmung der in einer grossen, mit einem gegebenen Zemente hergestellten Betonmasse erreichbaren Temperaturen ermöglichen.

(D 11)

SPEZIALZEMENTE

HALCROW UND LEA, *Grossbritannien*

Durch die Verwendung von Beton an Stelle von Bruchsteinmauerwerk für die Errichtung von grossen, neuzeitlichen Staumauern traten verschiedene Schwierigkeiten auf, welche auf die Temperaturerhöhung während der Erhärtung und stellenweise auf die auslaugende Wirkung der reinen Hochmoor-Gewässer zurückzuführen sind. Für die im Jahre 1935 fertiggestellte Laggan-Talsperre werden ziffermässige Werte bezüglich der Temperaturerhöhung und der Rissbildung angeben. Eine in der letzten Zeit durchgeführte Untersuchung der 27 Jahre

alten Blackwater-Staumauer hat gezeigt, dass keine wesentliche Zerstörung des Betons durch Sickerwasser stattgefunden hat.

Die während der letzten 25 Jahre entstandenen Änderungen in der Beschaffenheit der künstlichen Zemente und deren Einfluss auf die Herstellung von Betonmassen-Bauten werden kurz gestreift. In Gross-Britannien liegen keine praktischen Erfahrungen bezüglich der Verwendung von Zement von geringer Abbindewärme vor.

Der englische Unterausschuss für Spezialzemente hat eine Überprüfung der vorhandenen Mittel zur Bestimmung der Wärmeentwicklung und Löslichkeit der Zemente vorgenommen.

Die Wärmeentwicklung für Beton wurde mittels zwei Ausführungen eines adiabatischen Wärmemessers und für den reinen Zement durch Bestimmung der Lösungswärme gemessen. Hierzu wurde ein einfacher und billiger adiabatischer Wärmemesser hergestellt, der sich bewährte. Für Versuchszwecke bietet die Verwendung dieses Apparates einen Vorteil vor der Lösungswärme-Bestimmungsmethode, da die Versuche leichter durchzuführen sind und die Ergebnisse mit den in grossen Staumauern gemachten Beobachtungen unmittelbar verglichen werden können. Hinzu kommt, dass der Apparat billiger ist; es werden aber mehrere Apparate benötigt, um dieselbe Anzahl Versuche durchzuführen wie mit einem einzigen Lösungswärme-Apparat.

Untersuchungen über die Löslichkeit der Zemente wurden nach der schwedischen Arbeitsweise durchgeführt: durch Auslaugung von reinen gemahlenden, erhärteten Zementen, durch Sickersversuche mit Platten aus magerem Mörtel, und nach der Rengade'schen Arbeitsweise, wobei Probestücke aus Mörtel der Einwirkung eines auf die Oberfläche treffenden Wasserstrahles ausgesetzt werden. Die schwedische Arbeitsweise ist einfach in der Handhabung und gibt gut reproduzierbare Werte. Die Reproduzierbarkeit der aus Sickersversuchen gewonnenen Werte ist nicht zufriedenstellend. Die mit der Rengade'schen Arbeitsweise erlangten Werte reichen nicht aus, um Schlüsse bezüglich der Güte der Reproduzierbarkeit zu ziehen.

Es ist gegen das Prüfen von reinen Zementen z. B. nach dem schwedischen Verfahren der Einwand erhoben worden, dass die Ergebnisse für die Beurteilung eines normalen Betons nicht gelten können. Erst nach weiteren Versuchen wird es möglich sein, für das zur Bestimmung der Löslichkeit der Zemente zu empfehlende Verfahren bestimmte Schlüsse zu ziehen.

Es wird über die in der letzten Zeit auf diesem Gebiete veröffentlichten englischen Arbeiten kurz referiert.

(D 23)

ARBEITEN DES LABORATORIUMS FÜR WASSERBAUSTOFFE DES WISSENSCHAFTLICHEN FORSCHUNGSINSTITUTS FÜR HYDROTECHNIK (LENINGRAD) AUF DEM GEBIET DER UNTERSUCHUNG SPEZIELLER ZEMENTE DES WASSERBAUES

KIND, U. S. S. R.

1. Im Wasserbau mit seinen hohen Anforderungen an den Beton, können zur Zeit anstatt Portlandzement spezielle Zemente, wie Hochofenzement und Puzzolan-Portlandzemente mit sauren hydraulischen Zuschlägen, als Zemente höherer Wasserbeständigkeit empfohlen werden.

2. Betons, welche aus Hochofenzement und Puzzolan-Portlandzement hergestellt werden, haben eine höhere Wasserundurchlässigkeit im Vergleich zu den Betons aus Portlandzement. Um beim Ersatz des Portlandzementes durch Puzzolan-Portlandzement einen Beton gleicher Wasserdichtigkeit zu erhalten,

kann die Zementmenge auf 1 m³ Beton stark erniedrigt werden, z.B., für Zement mit Diatomeenerde um 40–50 kgr/m³ und für Zement mit Si-Stoff um 60–70 kgr/m³.

3. Bei der Durchsickerung des Wassers durch die mit Puzzolan-Portlandzement hergestellten Beton geht die Auslaugung bedeutend langsamer vor sich, als bei Portlandzementbeton. Es ist dies dadurch zu erklären, dass sich in den ersteren der ganze Kalk in einem chemisch gebundenen Zustande, in Form von Hydrokalzium-Silikat befindet.

4. Wenn hydrotechnische Bauwerke der Einwirkung der Mineralwässer ausgesetzt sind, bleibt der Beton aus Puzzolan-Portlandzementen praktisch unzerstört, wogegen beim Portlandzement-Beton die Festigkeit mit der Zeit abnimmt.

5. Die linearen Formänderungen beim Erhärten der Betons aus verschiedenen Zementen (Quellen im Wasser und Schwinden in der Luft) erwiesen sich für die Puzzolan-Portlandzemente und für den Portlandzement als praktisch gleichartig. Eine gewisse Ausnahme bildet der Puzzolan-Portlandzement mit Zusatz von Diatomeenerde. Der mit diesem Zusatze hergestellte Beton weist beim Erhärten in der Luft, im Vergleich zu anderen untersuchten Zementen, etwas erhöhte Werte der Schwindungsformänderungen auf.

(D 24)

ZUR FRAGE DER TEMPERATURERHÖHUNG IN TALSPERREN; THERMISCHE DAUERUNTERSUCHUNGEN AN ABGEBUNDENEM ZEMENT

SANDRI, *Österreich*

Der vorliegende Bericht ist als eine Fortsetzung des Berichtes Nr. 8 des Österreichischen Nationalkomitees "Zur Frage der Temperaturerhöhung in Talsperren. Thermische Untersuchungen an abgebundenem Zement" zum Ersten Internationalen Talsperrenkongress 1933 zu betrachten. Hier wie dort handelt es sich um die Messung der beim Abbinden und darauffolgenden langsamen Erhärten von Zement freiwerdenden Wärmemenge durch Laboratoriumsversuch. Da diese Wärme zum Auftreten gefährlich hoher Temperaturen im Inneren grosser Stau-mauern aus Beton führt, ist ihre genaue Kenntnis von hohem technischem Interesse. Die direkte Messung der Temperaturerhöhung im Innern fertiger Bauwerke reicht zur Klärung des Problems nicht aus und bedarf dringend der Ergänzung durch den Laboratoriumsversuch.

Es gelang, ein neuartiges, sehr leistungsfähiges, isothermes Verfahren auszubilden, das die unmittelbare Messung der von der Gewichtseinheit Zement pro Stunde entwickelten Wärmemenge ermöglicht, woraus sich die vom Beginn des Abbindens bis zum betrachteten Zeitpunkt insgesamt entwickelte Erhärungswärme leicht ermitteln lässt. Der zeitliche Verlauf der Wärmeentwicklung scheint ausserdem besonders charakteristisch für den Abbindevorgang der betreffenden Zementsorte zu sein.

Schon bei den früheren Arbeiten (Bericht 8) waren einige interessante Ergebnisse betreffend die Abbindewärme gewonnen worden; insbesondere war ihre starke Abhängigkeit von der Temperatur festgestellt worden. Es wurde nun die Untersuchung einiger weiterer, besonders interessanter Probleme nach der isothermen Methode eingeleitet. Zunächst wurden amerikanische und skandinavische low-heat-Zemente untersucht mit dem Ergebnis, dass die Wärmeentwicklung dieser Zemente tatsächlich als viel geringer befunden wurde als bei gewöhnlichem Portlandzement.

Ferner wurde die Wärmeentwicklung von Mischungen aus Trass—bzw. Puzzolanerde und gewöhnlichem Portlandzement gemessen, um den Einfluss

der genannten Zusatzstoffe festzustellen. Es stellte sich heraus, dass Trass und Puzzolan zwar an der Wärmeentwicklung mitbeteiligt sind, aber doch nicht so stark, dass die Wärmeentwicklung eines derartigen Mischzementes der eines reinen Portlandzementes gleichkäme.

In diesem Zusammenhange interessiert auch die Frage, ob die eigentlichen Zuschlagstoffe des Betons sich beim Abbinden chemisch indifferent verhalten. In dieser Richtung durchgeführte Versuche an Kalkstein und Quarz als Vertreter der Karbonate und Silikate zeigten, dass dies nicht der Fall ist, indem besonders der Kalkstein unter Umständen einen nennenswerten Beitrag zur Wärmeentwicklung liefern kann. In vielen Fällen der Praxis wird allerdings der Beitrag der Zuschlagstoffe vernachlässigbar sein.

Schliesslich wurde noch der Einfluss der Lagerung von Zement auf die Wärmeentwicklung geprüft, mit dem Ergebnis, dass an freier Luft aufbewahrter Zement zwar im ganzen nahezu dieselbe Erhärtungswärme liefert wie frischer Zement, aber auf eine merklich längere Zeitspanne verteilt (Verlangsamung des Abbindevorganges).

Auf Grund der genauen Kenntnis der Wärmeentwicklung als Funktion der Zeit ist es möglich, die im Innern grosser Talsperren aus Beton zu erwartende Temperaturerhöhung unter Berücksichtigung aller massgebenden Umstände, insbesondere der Wärmeabgabe an die Umgebung, vorauszurechnen. Eine nähere Anleitung hierzu ist an anderer Stelle gegeben worden.

(D 25)

SPEZIALZEMENTE

SPINDEL, *Österreich*

(1) Entwicklung und Eigenheiten der verschiedenen Typen von Spezialzementen werden besprochen und es wird dabei gezeigt, dass den vorteilhaften Eigenschaften auch gewisse nachteilige gegenüberstehen.

(2) Die vom Unterkomitee für Spezialzemente zur Diskussion gestellten Güteeigenschaften von Zement und Beton werden eingehend erörtert und es wird gezeigt, dass der Einfluss der verschiedenartigen Spezialzemente auf die Güteeigenschaften des Betons stark zurücktritt gegenüber dem Einflusse der verschiedenen Betonbereitungsfaktoren.

(3) Die für eine zuverlässige Betongüte massgebenden Gesichtspunkte der Betonbereitung werden besprochen und es wird gezeigt, dass an dem beim Portlandzement fallweise aufgetretenen Schäden nicht der heutige Portlandzementtyp als solcher schuld war, sondern das mehr oder weniger grosse Abweichen von den besprochenen Gesichtspunkten.

(4) Gewisse für den Beton sehr erwünschte vorteilhafte Sondereigenschaften können statt durch andersartig zusammengesetzte Spezialzemente auch durch eine entsprechende Beeinflussung der Portlandzemente durch geeignete Zusätze erreicht werden, die neuentens auf eine Beeinflussung der Oberflächenkräfte zwecks Herabsetzung des Wasserzementfaktors und Hebung der Verarbeitbarkeit und der Dichtigkeit, sowie insbesondere des Haftvermögens abgestimmt werden.

(5) Es werden einige grundsätzliche Unterschiede zwischen der Normenprüfung und der Verarbeitung auf der Baustelle aufgezeigt und verschiedene meistens in Österreich entwickelte neue Prüfverfahren vorgeschlagen, um die diskutierten Güteeigenschaften von Zement und Beton zuverlässiger prüfen zu können.

ÜBER DIE BESTIMMUNG DER DRUCKFESTIGKEIT UND WÄRMEABGABE
DES BETONS IM INNEREN GROSSER BETONMASSEN MIT
HILFE DES THERMOELEKTRISCHEN KALORIMETERS

HONIGMANN, *Österreich*

Die beim Abbinden des Zementes frei werdende Wärme ist eine Funktion der Zeit, der Temperatur, des Wasserzusatzes, usw., demgemäss ist die beim Erhärten des Betons je Zeiteinheit frei werdende Wärme abhängig vom Mischungsverhältnis, Wasserzusatz, von der Erhärtungsdauer, der Temperatur und vielleicht auch vom Exhärtungsdruck. Von den gleichen Variablen hängt aber auch die Druckfestigkeit in erster Linie ab, weshalb ein ursächlicher Zusammenhang zwischen dieser und der Gesamtwärmeabgabe bestehen muss, wobei aber selbstverständlich nicht von vornherein auf die Eliminierbarkeit aller Variablen geschlossen werden wird.

Ein neues trägheitsloses und hochemfindliches Kalorimeter zur exakten Bestimmung der Wärmeabgabe des Betons und seine Anwendung zur Bestimmung der Druckfestigkeit im Inneren grosser Betonmassen wird beschrieben. Das Kalorimeter besteht aus Messplatten, zwischen deren Oberflächen die Temperaturdifferenz mittels in Serie geschalteter Thermoelemente gemessen wird. Die Temperaturdifferenz zwischen diesen Oberflächen ist der die Messwände durchfliessenden Wärmemenge proportional. Die von einzelnen, innerhalb der Messwände befindlichen Körpern abgegebene oder entwickelte Wärmemenge fliesst durch die Wände ab und wird dabei gemessen. Das Kalorimeter misst infolge seiner Wandausbildung die Intensitätsänderung der Wärmemengenabgabe trägheitslos und zeichnet sie mittels eines Registrierinstrumentes auf oder summiert sie in einem Zähler.

Ein vereinfachtes Kalorimeter dieser Art wird in seiner Anwendung als Messgerät zur Ermittlung der Druckfestigkeit im Inneren grosser Betonmassen beschrieben. Es besteht ein fach aus sechs verlorenen Messplatten, die in die Betonmasse so einbetoniert werden, dass sie einen würfelförmigen Teil derselben allseits umschliessen. Die beim Erhärten vom Beton entwickelte Wärmemenge muss die Messwände durchfliessen und wird dabei mit Messgeräten bestimmt, die mit isolierten Leitungen an die einzelnen Kalorimeter angeschlossen sind. Die Skala von Zählwerken (Spannungszählern) kann auf Grund von Vorversuchen direkt in der Skala der Druckfestigkeit (z.B. kg/cm² oder lb./sq.inch) geeicht werden, so dass die Druckfestigkeit des Betons an den Messtellen in jedem Zeitpunkt der Erhärtung sofort am Instrument abgelesen werden kann. Die Eichung der Apparatur muss die Zunahme der Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Wärmeabgabe unter den genau gleichen Zustandsbedingungen erfassen, unter denen der Beton dann im Bauwerk erhärtet. Die Verteilung der Messtellen wird am Beispiel der geplanten Anordnung bei einem Staudamm (rd. 300000 m³, 280 m Wehrkronenlänge) gezeigt. Die Druckfestigkeit soll dabei an 76 Stellen gemessen werden. Die Ausmittlung erfolgte in 14 Horizontalebene und 20 Vertikalschnitten in einer die ganze Masse umfassenden gleichmässigen Verteilung.

Gleichzeitig mit der Erfassung der beim Erhärten abgegebenen Wärmemenge wird auch die Temperatur an den Messtellen ermittelt und im Bedarfsfalle auch der Innendruck. Alle diese Zustandsgrössen geben dann ein genaues Bild des thermodynamischen und statischen Verhaltens des Betons.

(D 27)

FÜNFZIGJÄHRIGE ERFAHRUNGEN MIT BETON BEI NORWEGISCHEN TALSPERREN

BAALSRUD UND FRIIS, *Norwegen*

Der Bericht gibt eine Übersicht über die praktischen Erfahrungen, die im Laufe von 50 Jahren mit Beton bei norwegischen Dämmen gemacht worden sind. Unter anderem werden die von dem norwegischen Beton-Ausschuss an 87 Dämmen angestellten Untersuchungen und deren Ergebnisse berichtet. Man kam zu dem Resultat, dass 7 Talsperren vollständig umzubauen sind infolge der schlechten Qualität des Betons; dabei wurde bemerkt, dass sehr wenige Dämme den üblichen Betonschäden entgangen sind. Die Verfasser machen besonders auf die Gefahr des Frostes und seiner Wirkungen aufmerksam. Des weiteren wurde festgestellt, dass das Wasser in den norwegischen Flüssen sehr rein und sauer und infolgedessen sehr kalklösend ist. In diesem Zusammenhang wurde darauf hingewiesen, dass der Schnee und das von geschmolzenem Schnee herrührende Wasser weit grössere Mengen an freier aufgelöster Kohlensäure als gewöhnliches Wasser enthält.

Unter Hinweis darauf, dass der norwegische Zement von normalem Typ und durchschnittlicher Qualität war und dass Trass-Zusätze usw. ohne nachweisbaren Nutzen versucht wurden, sind die praktischen Erfahrungen punktweise aufgeführt, die während der vergangenen 50 Jahre gemacht wurden.

(D 28)

BEMERKUNGEN ÜBER PRÜFUNGEN AN SPEZIALZEMENTEN

VOGT UND RUTLE, *Norwegen*

Die gegenwärtigen Normen für Prüfung von Zementen sind in einigen Fällen entweder misweisend oder unvollständig als Grundlage für die Auslese von Zementen, insbesondere beim Vergleich von Normalen Portlandzementen mit Puzzolanzementen, Hochofenzementen und anderen langsambindenden Zementen bei Verwendung für Talsperren.

Die Biegeprüfung an plastischem Mörtel (Grobsand und Feinsand, hoher Wassergehalt) ist als grundsätzliche Festigkeitsprüfung für Zemente empfohlen. Versuche an Proben bei niedrigen Temperaturen gelagert sowie vollständig getrocknete Proben sollten für Zemente, die gegenüber solchen Einwirkungen empfindlich sind, eingeschlossen werden.

Das Schwinden sollte an Proben, die vor dem Trocknen 28 Tage unter Wasser gelagert sind, gemessen werden.

Das Fließvermögen ist eine sehr wichtige Eigenschaft des Betons, weshalb entsprechende Versuche bei der Auslese der Zemente für Talsperren angestellt werden sollten. Es wird nachdrücklich darauf hingewiesen, dass die Grösse des Fließens während der feuchten Lagerung, während des Trocknens und während des vollkommen trocknen Zustandes sehr verschieden ist. Bei allen Versuchen ist deshalb zwischen diesen drei Zuständen zu unterscheiden.

(D 42)

SPEZIALZEMENT

KALCAUNER, *Tschechoslowakei*

(Zu Punkt 1). Die Erfahrungen mit der Verwendung der Portlandzemente bei den in letzter Zeit ausgeführten Betontalsperrenbauten sind günstig. Zum Bau der derzeit grössten Talsperre aus Beton in der Tschechoslowakei in Vranov an

der Thaya wurde Portlandzement aus zwei Fabriken verwendet. Es wurde eine nach Möglichkeit ständig gleiche Zusammensetzung und gleiche Eigenschaften verlangt. Die Mahlfeinheit sollte nicht übertrieben fein sein (Rückstand ungef. 8% auf dem Siebe Nr. 70 (4900 Maschen)). Anders wurden bestimmte minimale Festigkeiten vorgeschrieben. Es wurden keine Betonfehler konstatiert, die durch grössere Hydratationswärmen oder durch Wassereinfluss hervorgerufen werden sollten.

(Zu Punkt 2). In der Tschechoslowakei ist die Erzeugung der Spezialzemente für Wasserbauten in der Entwicklung. Es machen sich hier einige Gattungen der normalen Portlandzemente mit verhältnismässig niedrigen Hydratationswärmen geltend, weiter Hochofenzemente und schliesslich Spezialzemente für Wasserbauten.

(Zu Punkt 3). Es wird geplant, Forschung über weitere Möglichkeiten der Erzeugung von Spezialzementen mit niedrigen Hydratationswärmen aus geeigneten Rohstoffen besonders mit Rücksicht auf Erzeugung der Mischzemente vorzunehmen. Es sollen die Abhängigkeiten zwischen der Zusammensetzung, Hydratationswärmen, Raumbeständigkeit und Beständigkeit gegen Auslaugen studiert werden. Anders arbeitet man über Korrosionseinflüsse verschiedener chemischen Mittel auf verschiedene Zementmörtel und Betone, unter anderem auch auf solche aus Spezialzementen für Wasserbauten.

(Zu Punkt 4). Veröffentlichte Abhandlungen in der Tschechoslovakiei, welche Spezialzemente betreffen: Prof. Dr. Ing. O. Kallauner und Dr. Ing. B. Bürgl: Hydratationswärmen der Zemente (Chemické Listy, 1935, S. 238; Stavivo, 1935, S. 295).

In dieser Arbeit werden allgemein die Hydratationswärmen der Zemente und ihre Bestimmung behandelt. Es werden die Ergebnisse der eigenen Bestimmungen bei 12 verschiedenen Zementen angeführt; unter diesen sind auch 2 Spezialzemente für Wasserbauten. Sonst wurde gleichzeitig die chemische Zusammensetzung und Normeneigenschaften dieser Zemente bestimmt. Es wurde unter anderem gefunden, dass die Ergebnisse der versuchsmässig bestimmten Werte der Hydratationswärmen nicht gehörig mit den aus den chemischen berechneten Werten übereinstimmen. In dieser Arbeit wurde der Verlauf des Temperaturanstiegens während des Abbindens und Anfangserhärtens qualitativ verfolgt und in Kurven gezeichnet. Diese haben für bestimmte Zementgattungen gewissermassen eine charakteristische Form.

(D 43)

ZWISCHENBERICHT ÜBER DIE PRÜFUNGMETHODEN VON ZEMENTEN
AUF HYDRATIONSWÄRME, AUF DIE WIRKUNG DES WASSERS AUF
ZEMENT BEIM DURCHGANG DURCH BETON, AUF SCHWINDUNG,
AUF DURCHLÄSSIGKEIT UND VERARBEITBARKEIT
INTERNATIONALES UNTERKOMITEE FÜR SPEZIALZEMENTE

[Keine Zusammenfassung.]

(D 44)

EINE ÜBERSICHT ÜBER DIE JÜNGSTE SKANDINAVISCHES LITERATUR
ÜBER SPEZIALZEMENTE UND WASSERSTAUWERKE
SCHWEDISCHER UND NORWEGISCHER UNTERAUSSCHUSS

[Keine Zusammenfassung.]

SCHWEDISCHE SPEZIALZEMENTE FÜR WASSERBAUTEN

FORSÉN, LALIN, WESTERBERG, ÖHMAN UND BERG, *Schweden*

Forsén beschreibt die Zusammensetzung und Eigenschaften von vier verschiedenen in Schweden hergestellten und technisch verwendeten Zementsorten.

Die Zementsorten sind:

(1) Portlandzement Klasse A (Standard-Portland-Zement).

(2) Silikatportlandzement ("Low-heat" Zement).

(3) "Pansar A"-Zement (80% Standardportlandzement, 20% hochaktives Puzzolan).

(4) "Pansar Silikat"-Zement (90% "Low-heat", 10% hochaktives Puzzolan).

Die gemessenen Eigenschaften sind in Tabellen angegeben und beziehen sich auf:

Tabelle 1. Kalkbindungsfähigkeit verschiedener Puzzolane.

Tabelle 2. Chemische Zusammensetzung, Feinheit und Abbindezeit.

Tabelle 3. Wärmeentwicklung nach der Lösungswärmemethode.

Tabelle 4. Druckfestigkeit nach den schwedischen (=deutschen) Normenvorschriften.

Tabelle 5. Zugfestigkeit nach den schwedischen (=deutschen) Normenvorschriften.

Tabelle 6. Druckfestigkeit des Betons bei gleichem Setzmass. 350 kg Zement/m³.

Tabelle 7. Schwindung nach den deutschen vorl. Normenvorschriften (über Kalk).

Tabelle 8. Gehalt des abgebundenen Zements an freiem Kalziumhydroxyd.

Tabelle 9. Auslösung des Kalks nach schwedischem Verfahren.

Tabelle 10. Wasserdurchlässigkeit nach deutschem Normalverfahren.

Tabelle 11. Widerstandsvermögen in Natriumsulfatlösung.

Die Erfahrungen von praktischen Arbeiten mit Silikatzement sind von Lalin und Westerberg zusammengestellt, mit "Pansar-Silikat" Zement von Öhman und mit "Pansar A"-Zement von Berg.

Lalin und Westerberg berichten, dass man beim Erbauen des Kraftwerkes Vargön nach einem Spezialzement suchte, welcher die Forderungen der Wasser- und Luftdichtheit bei dicken Betonkonstruktionen zu erfüllen vermochte. Dies führte zur Verwendung von Silikatzement. Die Erfahrungen bei der Ausführung des Bauwerkes haben ergeben, dass die lange Abbindezeit von grossem Werte ist. Parallele Versuche haben erwiesen, dass Beton aus Silikatzement praktisch frei von Rissen ist, während solche bei Verwendung von gewöhnlichem Portlandzement nicht vermieden werden können. Der Silikatzement weist eine geringere Arbeitbarkeit auf, fordert grössere Vorsicht bei Kälte und hat Neigung zu Rissbildungen an der Oberfläche, welche jedoch, durch gründliche Bearbeitung in den Formen, vermieden werden können.

Öhman berichtet über Erfahrungen betreffend Pansar-Zement, welche sich bei dem Bau des Krängedammes ergeben haben. Die Ergebnisse der Temperaturuntersuchungen sind in Abbildung 1 für Pansar-Zement (max. +49° C) und Abbildung 2 für gewöhnlichen Portlandzement (max. +75° C) dargestellt. Die Verarbeitbarkeit von Pansar-Zement und Portlandzement war ungefähr die gleiche. Der Beton aus Pansar-Zement hatte aber geringere Festigkeit, grössere Neigung zu Rissbildungen an wagrechten Flächen, erforderte Schutzanordnungen bei Kälte, und erhärtete langsamer.

Berg berichtet, dass beim Bau des Dejefors Kraftwerkes in Schweden Pansar-Zement verwendet worden ist. Zu gewissen Partien wurde gewöhnlicher Portlandzement verwendet. Hierdurch ergaben sich folgende vergleichende Erfahrungen.

Pansar-Zement erfordert, um eine geeignete Plastizität zu erhalten, einen grösseren Wasserzusatz als gewöhnlicher Portlandzement. Das Intervall für die Verarbeitbarkeit des Pansar-Zementes ist etwa 50 Liter Wasser pro Kubikmeter Beton gegen etwa 35 Liter bei Portlandzement. Demnach ist es mit Pansar-Zement viel leichter einen Beton zu erhalten, welcher ohne Abscheidung des Wassers zufriedenstellend in den Giessformen verarbeitet werden kann.

Zufolge der "Zähigkeit" des Zementes, muss Beton aus Pansar-Zement mehr bearbeitet werden als Beton aus Portlandzement gleicher Plastizität, um eine Masse, die keine Hohlräume enthält, zu erzielen.

Um die Gefahr eines Misslingens zu vermeiden, ist es notwendig, bei niedrigen Temperaturen besondere Vorsichtsmassregeln zu treffen.

(D 52)

NEUE VERSUCHSMÄSSIGE NORMALISIERUNG VON ZEMENTEN
IN SCHWEDEN
FORSÉN, *Schweden*

Der Verfasser berichtet, dass man in Schweden neue Forderungen für Zement ausgearbeitet hat, welche sich auf seine eigenen 3-jährigen Versuchsarbeiten und in anderen Ländern erworbenen Erfahrungen stützt. Es werden Angaben gemacht über solche Prüfungen, die unbedingt notwendig sind, und andere, die nur Informationszwecken dienen.

(D 53)

VERSUCHSMETHODEN ZUR BESTIMMUNG DER BETON-
ZUSAMMENSETZUNG
CZETWERTYNSKI, *Polen*

Die Kornzusammensetzung der Schotterbänke am Dunajez ist in hohem Grade von dem Mengenverhältnis der sie bildenden Hauptfelsen: Sandstein, Granit, Kalkstein, abhängig.

Der wasserseitige Teil der Talsperrenmauer in Roznów wird aus der Betonmischung, welche eine vollständige Wasserdichtigkeit gewährt, ausgeführt.

Da Sandstein und Pieninenkalkstein grösstenteils flache, dagegen Granit runde Schotterkörner bilden und da es sich erwiesen hat, dass auch die Korngrösse von der Felsengattung abhängt, konnte bei der gewählten Korngrösse der Zuschlagstoffe eine sehr dichte, mit einem Porenvolumen von nur 19,87%, Zusammensetzung gebildet werden. Nach der Fullerschen Siebkurve würde dieser Kornzusammensetzung ein Porenvolumen von 21,6% entsprechen.

Die nötige Menge des Wasserzusatzes wird auch im hohen Grade durch den Charakter der Felsen, die den Schotter und Sand bilden, beeinflusst.

Der Verfasser gibt Beispiele der schnell vor sich gehenden Selbstdichtung der Betonproben bis zu den Wasserdrücken von 12 at.

Die Untersuchungen mit vibriertem Beton haben, in gewissem Masse, erwiesen, dass man, selbst bei Verwendung von kleinen Wasserzusätzen eine genügend dichte und fliessbare Masse erhält.

(D 61)

SPEZIALZEMENTE FÜR WASSERKRAFTWERKE IM ALLGEMEINEN UND FÜR STAUDÄMME IM BESONDEREN

HOFFMAN UND SEMENZA, *Italien*

Der Bericht betrachtet nacheinander die verschiedenen Spezialzemente, die in Italien hergestellt und im Wasserbau verwendet werden, nämlich den Puzzolan-, Eisenportland-, Schlacken- und Schmelzzement.

Wenn man die Erzeugnisse näher betrachtet, so fällt auf, dass man gegenwärtig entschieden dazu neigt, diejenigen Qualitäten zu benutzen, denen ein hydraulischer Zuschlag zugegeben worden ist, wie Puzzolan-, Eisenportland- und Schlackenzement.

Mit diesen Zementsorten erreicht man hohe Festigkeitszahlen, sowie folgende, im Gebrauch im Wasserbau wertvolle Eigenschaften: hohe chemische Beständigkeit, — es wird durch die Hydratisierung wegen des niedrigen Kalkgehalts des Zements nur wenig Kalk frei — Gegenwart von Bestandteilen, die die Fähigkeit haben, den frei gewordenen Kalk zu binden; Entwicklung von wenig Wärme bei der Hydratisierung; geringe Schwindung.

Endlich neigen diese Zemente dazu, die Volumenänderungen, die durch die Schwindung und die Entwicklung der Hydratisierungswärme hervorgerufen werden, auf ein Minimum zu reduzieren, und halten durch ihre grosse mechanische Festigkeit den Einflüssen dieser Volumenänderungen stand.

(D 67)

WASSERAUSSCHIEDUNG VON ZEMENTBREI*

GIERTZ-HEDSTRÖM, *Schweden*

Es wird die Eigenschaft einer frischen Betonmischung, einen Teil ihres Wassers vor dem Erhärten auszuschieden, behandelt, und eine einfache Methode für die Untersuchung dieser Eigenschaft beschrieben. Unter anderem wurde gefunden, dass die Qualität des Zementes erheblichen Einfluss auf den Grad der Wasserausscheidung hat. Es ist hervorgehoben, dass verschiedene wichtige Eigenschaften des Betons mit der Wasserausscheidung zusammenhängen. Erwähnt sind die mechanische Festigkeit, Wasserdichtheit, Dauerhaftigkeit und Verarbeitbarkeit (workability). Besonders mit Rücksicht auf die letztere Eigenschaft werden weitere Untersuchungen dieser Art empfohlen.

(D 68)

SPEZIALZEMENTE FÜR BETONMASSEN*

SAVAGE, *Vereinigte Staaten*

Dieser Bericht ist eine kurze Zusammenfassung einer umfangreichen Abhandlung über Spezialzemente für Betonmassen, die für den Zweiten Talsperrenkongress vorbereitet und von dem "United States Bureau of Reclamation" veröffentlicht wurde.

Eines der grössten Probleme bei Betonmassen ist die Kontrolle der infolge Temperaturschwankungen während und nach der Konstruktion auftretenden

**Dieser Bericht wurde zu spät für Berücksichtigung in dem Generalbericht eingesandt.*

Volumenänderungen. Beobachtungen am "Boulder Dam" zeigen, dass die Einführungstemperatur einen grösseren Einfluss auf den Temperaturrückgang und auf die darauf folgende Schrumpfung haben kann, als die wärmeerzeugenden Eigenschaften des Betons. Volumenänderungen können auch von klimatischen Verhältnissen, Beschaffenheit des Fundamentes, Baumethoden und Baugeschwindigkeit, sowie von den thermischen, elastischen und plastischen Eigenschaften des Betons herrühren.

Der Einfluss der Zementart auf die Dauerhaftigkeit einer Betonsperre ist viel geringer als der anderer Bestandteile und der angewandten Baumethoden. Der Zement beeinflusst die Widerstandsfähigkeit von Beton gegen Verwitterung und aggressive Wässer, sowie gegen Auflösung durch Sickerung. Die Verwendung der richtigen Zementart kann die Baukosten erheblich verringern oder die Qualität verbessern und auf diese Weise die Unterhaltungskosten vermindern.

Bei kleineren Ausmassen, wie sie bei dünnen Bogenstaumauern anzutreffen sind, kann die von dem Beton erreichte durchschnittliche Höchsttemperatur durch Verwendung von Zement mit niedriger Hydrationswärme um 10 bis 15° F reduziert werden.

Bei dem Bau des "Morris Dam" in Kalifornien wurde Portlandzement mit niedriger Hydrationswärme verwandt; ebenso bei dem "Boulder Dam" in Verbindung mit künstlicher Kühlung. Beide zeigen eine ungewöhnlich geringe Rissbildung. Zement mit niedriger Hydrationswärme wurde auch vorteilhaft bei der im "Platten- und Bogentyp" (slab-and-buttress type) erbauten Rodriguez-Staumauer in Mexiko verwandt.

Bei dem "Owyhee Dam" verwandter, gewöhnlicher Portlandzement zeigte infolge Wettereinwirkungen und anderer Verhältnisse, sowie auch wegen der Zementart, ausgedehnte Risse.

Bei dem "Norris Dam," wo ein besonderer Zement mit einem niedrigen Gehalt von Trikalzium-Aluminat und ohne künstliche Kühlung verwandt wurde, entstanden Risse an der Oberfläche.

Der bei den massiven Betonpfeilern und Fundamenten der San Francisco Oakland Bay Brücke und bei der Golden Gate Brücke verwandte sulfatfeste Portlandzement verspricht weit grösseren Widerstand gegen die ätzenden Wirkungen der Berührung mit dem Meerwasser, als wenn gewöhnlicher Portlandzement verwandt worden wäre. In Teilen der beiden Konstruktionen wurde auch ein Portland-Puzzolan-Zement "High-silica" verwandt. Die Zeit wird zeigen, welcher der beiden Zemente dem Meerwasser em besten Widerstand bietet.

Der "Bonneville Dam" in Oregon wird mit Portland-Puzzolan-Zement in Verbindung mit einer ziemlich mageren Mischung, einer niedrigen Einbringungstemperatur und einer bestimmten Baugeschwindigkeit errichtet. Es ist noch zu früh, Schlüsse zu ziehen; es haben sich aber indessen bis jetzt nur sehr wenige Risse gebildet.

Kürzlich in den Vereinigten Staaten durchgeführte Laboratoriums-Untersuchungen brachten als Ergebnis viele neue Aufschlüsse über die chemischen und physikalischen Eigenschaften von Zementen. Das "National Bureau of Standards" untersuchte 51 gewerbliche Zementarten, und an der Universität von Kalifornien wurden im Laboratorium ungefähr 50 Spezialzemente hergestellt, gebrannt und gemahlen, um eine grosse Anzahl von veränderlichen Zusammensetzungen für die Untersuchungen zur Verfügung zu haben.

Es zeigte sich, dass Trikalzium-Silikat und Dikalzium-Silikat die haupt stärkehenden Bestandteile in Portlandzement sind. Auch feineres Mahlen erhöht die Festigkeit. Hohe Anfangstemperatur bei dem chemischen Prozess in der Betonmasse ist schädlich für die endgültige Druckstärke.

Verschiedene Zementarten zeigen deutliche Unterschiede in Hydrationswärme, Widerstand gegen Frost, Tauwetter und die aggressive Wirkung von Sulfatwässern, in Verarbeitbarkeit, Spannstärke, Dehnbarkeit, Durchlässigkeit und anderen Eigenschaften.

Der Verfasser behandelt auch die mathematische Analyse von Temperaturbewegungen in der Betonmasse. Die mathematische Annäherung an die thermischen Vorgänge ist ein wichtiger Schritt zur Bewertung der Bedeutung von Spezialzementen für die thermische Kontrolle von Beton. Es ist möglich, den Wärmeverlust an irgend einem Punkte des Bauwerkes oder die Temperaturverteilung durch die Betonmasse zu irgend einer Zeit mathematisch zu bestimmen.

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

**ENTWURF UND DICHUNG VON SCHWINDUNGS-
SCHRUMPFUNGS- UND DEHNUNGSFUGEN**

Generalberichterstatter: **RAYMOND E. LAPEAN**
Hugh L. Cooper & Co., Inc.

ALLGEMEINES

ABGRENZUNG DER FRAGE

Bei der Einforderung der Berichte umriss das Zentralbüro der Internationalen Talsperren-Kommission die Themen schärfer durch folgende Anweisungen:

“Es ist ein Unterschied zu machen zwischen Schwindungsfugen, deren Wirkungen sich auf die Konstruktionsperiode und die erste Zeit des Betriebes beschränken, und Schrumpfungs- und Dehnungsfugen, die als Schutz gegen Bewegungen gedacht sind, die durch Temperatur- und Belastungsunterschiede hervorgerufen werden und deren Funktion sich über die gesamte Lebensdauer der Talsperre erstreckt.

“Beide Arten von Fugen können in demselben Damm vorkommen, in welchem Falle die erstgenannten auszementiert werden, nach dem der Hauptschwindungsprozess stattgefunden hat oder diese Fugen können auch den oben erwähnten Doppelzweck erfüllen, in welchem Falle man sie für immer offen lässt.

“Unter diesen verschiedenen Umständen und je nach der Art und der charakteristischen Eigentümlichkeit einer Staumauer (Schwergewichts, Bogen, gekrümmt und gradlinige Staumauer) ist es ratsam, diese Fugen zu untersuchen auf:

“1. Die Notwendigkeit ihres Vorhandenseins, Nützlichkeit und Gründe dafür;

[AUS DEM ENGLISCHEN ÜBERTRAGEN.]

“2. Theoretische Untersuchung ihrer Verwendung unter besonderer Berücksichtigung ihrer Abstände, Abmessungen und Konstruktions-einzelheiten;

“3. Konstruktionpraxis.

Die Frage gewinnt ihre grösste Bedeutung durch die Tatsache, dass sie für die Stabilität der grossen Talsperren von besonderer Bedeutung ist; ein Fehler hierbei würde bedeutende materielle Verluste verursachen, die weit grösser sind als die Konstruktionskosten selbst, ganz zu schweigen von den menschlichen Werten, die durch einen solchen Fehlschlag zerstört würden.

Die Frage ist derart, dass sie eine viel grössere allgemeine Aufmerksamkeit verdient, als dies auf ein paar Seiten möglich ist. Wegen der Beschränktheit des zur Verfügung stehenden Raumes ist es nicht möglich, alle Berichte im einzelnen zu besprechen; Hauptzweck dieses Generalberichtes ist es, erstens, die vorherrschenden Punkte wiederzugeben, wo sich die Meinungen der Verfasser am besten treffen und zweitens, von den Verfassern dargelegte Erfahrungen und Meinungen hervorzuheben, die bei den Sitzungen wichtige Diskussionsstoffe bieten können.

NOTWENDIGKEIT DER ANWENDUNG VON SCHRUMPFUNGSFUGEN UND IHRE RICHTIGE VERTEILUNG

Einstimmigkeit hinsichtlich der Notwendigkeit von Schrumpfungsfugen (zum Unterschied von Schwindungsfugen) besteht darin, dass solche Fugen in allen Mauerwerk- und Beton-Schwergewichtsmauern zur Anwendung gelangen sollten. Es gibt dabei zwar einzelne zur Anwendung gelangen sollten. Es gibt dabei zwar einzelne abweichende Auffassungen, besonders die von Mr. Jones (Vereinigte Staaten), aber in der Hauptsache ist das vorher Gesagte die am häufigsten anzutreffende Meinung.

Über Bogendämme gehen die Meinungen etwas weiter auseinander, beginnend mit dem Verfasser, der die Notwendigkeit der Fugen betont, bis zu einer anderen Meinung, die die Notwendigkeit nur auf der Wasserseite anerkennt, und gar eine dritte Auffassung, die die Notwendigkeit der Fugen überhaupt bezweifelt. Hier stellt sich eine Verschiedenheit der Auffassung in den Grundprinzipien dieser Frage ein. In den Sitzungen sollte man möglichst versuchen, diese Meinungsverschiedenheiten zu lösen.

Die Auffassungen hinsichtlich des Abstandes von Schrumpfungsfugen stimmen fast vollkommen darin überein, dass diese Fugen in Beton-Schwergewichtsdämmen nicht weiter als 15 m auseinander sein sollten, obwohl einige Verfasser einen Abstand von nur 12 m vorschlagen. Bei der Bestimmung des Abstandes muss aber die Grösse und der Typ der Talsperre beachtet werden, ausser anderen grundlegenden, wichtigen Faktoren, die ein eingehendes vergleichendes Studium nötig machen, bevor der wirkliche Abstand bestimmt werden kann. Zu diesen Faktoren gehören (a) Menge des auf einmal eingeführten Mauerwerks; (b) Feinheit und Wärmeerzeugung des verwandten Zements; (c) Prozentsatz des in dem gesamten Mauerwerk enthaltenen Zements; (d) verstrichene Zeit, nach der das Mauerwerk durch zusätzliches Mauerwerk bedeckt wurde; (e) Menge des in dem Mörtel enthaltenen Wassers und (f) Profil der Gründungssohle.

Verfasser, die diesen Gegenstand behandeln, schlagen im allgemeinen vor, dass Schrumpfungsfugen grundsätzlich bis zum Fundament hinunterreichen

ENTWURF UND KONSTRUKTIONSEINZELHEITEN

Verschiedene Verfasser unterbreiteten Berichte über Einzelheiten bei dem Entwurf und der Konstruktion von Fugen verschiedener Art; Berichte, die dieses Thema besonders eingehend behandeln, sind diejenigen von Messrs. Renaud und Thimel (Frankreich); Mr. Williamson (Grossbritannien) und den Herren Westerberg, Flodin und Werner (Schweden).

Die empfohlene Weite querliegender Schwindungsfugen schwankt von einem Minimum von 2 Fuss bis zu 8 Fuss, was von Konstruktionsgrösse usw. abhängt. Einige Autoren warnen vor zu weiten Querschwindungsfugen, damit nicht eine übermässige Schwindung bei der Fuge selbst eintritt.

Es wird auch empfohlen, dass während des Baues zu gleicher Zeit Vorkehrungen für Sickerungen durch die Fugen getroffen werden.

Herr Werner (Schweden) gibt in seinem Bericht über den Entwurf von Schrumpfungs-, Schwindungs- und Konstruktionsfugen, neben typischen Abbildungen von Fugen, die bei wichtigen Talsperren Verwendung fanden, eine sinnreiche Anordnung von Stahlverstärkungen in Schwindungsfugen.

Über die Vorzüge von gradlinigen oder eingebuchteten Fugen sind die Meinungen jedoch geteilt. Die die letzte Art empfehlenden Verfasser sind mehr für trapezoide als rechtwinklige Vertiefungen, und zwar aus dem Grunde, dass die letzteren sich an den scharfen Ecken zusammenziehen und Schwindungsrisse zeigen. Dieses Thema scheint ein reiches Diskussionsgebiet bei den Sitzungen zu bieten.

ABDICHTUNG UND VERSCHLUSS

Das Abdichten oder der Verschluss wird bis in kleinste Einzelheiten behandelt, wobei die meisten Verfasser Metallplatten als Wasserverschlüsse den Vorzug geben (hauptsächlich Kupfer), wogegen sie sich gegen die Anwendung von Asphalt oder Bitumen aussprechen. Rostfreier Stahl wird von einigen Verfassern empfohlen. Andere Materialien, die erwähnt sind, die aber wegen ihrer Starrheit und Unelastizität nicht besonders empfohlen werden, sind Schmiedeeisen und Stahl; Holz findet man als zweckentsprechend, wo es dauernd untergetaucht ist.

Herr Flodin (Schweden) beschreibt eine Dichtungs-, Zusammenziehungs- und Ausdehnungsvorrichtung, bestehend aus einer sehr dünnen, wellenförmig gebogenes Kupferblech, das an beiden Seiten der Fuge an einem Metallbalken befestigt wird, der selbst in den Beton durch eine darübergelegte Stahlplatte, die durch engschliessende Schrauben gehalten wird, eingelassen ist; Undichtigkeiten werden durch elastische Verschluss-Schrauben und durch um die Gewinde gewickeltes "Palmetto" Garn verhindert. Diese Vorrichtung wurde bei der Malfors-Kraftstation verwandt und hat sich bis heute als absolut wasserdicht erwiesen.

M. Thimel (Frankreich) empfiehlt die Verwendung eines Dichtungskeiles aus Eisenbeton mit Bitumen — Zwischenlagen oder einem

heiss gegossenen Bitumenprisma mit einem Heizstromkreis, geschützt durch Eisenbeton.

Die Herren F. Smcek und J. Kalla (Tschechoslowakei) haben einen eingehenden Bericht eingereicht über ausgedehnte Versuche zur Entwicklung eines wasserdichten Gummiverschlusses für Dehnungsfugen in Zementausführung für einen Kraftkanal, der nach den Angaben der Verfasser bis jetzt durchaus zufriedenstellende Resultate brachte.

MESSUNG VON SCHRUMPFUNGEN

Methoden zur Feststellung von Schrumpfung werden in den Berichten sehr eingehend behandelt, besonders in denjenigen von Italien, der Schweiz und auch den Vereinigten Staaten, und enthalten eine Beschreibung von Messgeräten und geben die Stelle an, wo diese am besten aufzubauen sind.

Herr Contessini (Italien) gibt einen statistischen Bericht über Feststellungen von longitudinalen Schrumpfung und Ausdehnungen, die an einer massiven Beton-Talsperre (Cignana-Sperre) für eine dreijährige Periode gemacht wurden; diese Messungen geben nicht nur Daten über die Hauptfugen, sondern auch über die nebensächlichen und teilweise nebensächlichen. Er gibt eine Analyse von Fugen unter zwei verschiedenen Klassifikationen, d. h. fortschreitende Schrumpfung während des Setzens des Betons und Schrumpfung und Ausdehnungen mit veränderlichem Charakter bezüglich Häufigkeit des Auftretens und Dauer, was von den Veränderungen der umgebenden Temperatur und ihres Eintretens in die Betonmasse abhängt.

Herr Juillard (Schweiz) zeigt die Ergebnisse von Deformations-Feststellungen an der Spitalum-Sperre, führt die an zwei weiteren grossen Talsperren gemachten Beobachtungen an und entwickelt eine Elementar-Statik für Zement auf Grund folgender Schlüsse:

(1) Nach dem anfänglichen Setzen geht die Hydratation des Zements für Monate und Jahre mit immer geringer werdender Intensität weiter. Als Folge tritt eine Vergrösserung des absoluten Volumens der Zementteilchen ein. (2) Schwindung ist auf die Verdunstung des chemisch nicht gebundenen Wassers zurückzuführen. Unter Druck nimmt sie grössere Ausmasse an. (3) Die elastischen Deformationen des Betons, entweder Ausdehnung im Wasser oder Schwindung an der Luft, machen nur einen Bruchteil, ungefähr ein Fünftel, der elastischen Deformation von reinem Zement aus. (4) Die infolge der Hydratation langsam vor sich gehende Umwandlung des Zements, verhindert den Beton an der Erzeugung hoher Spannungen. Sie lässt aber indessen eine Schwindung zu, ohne nennenswerte Abnahme der Spannungen.

Mr. Jones (Vereinigte Staaten) gibt die Resultate der Beobachtungen über Fugen-Schrumpfung am Norris-Damm, wie sie auf den ungefähr 40 in die Talsperre eingebauten Messapparaten zu ersehen sind und deren Lage auf dem Diagramm angegeben ist.

Die in diesen drei Berichten gegebenen Resultate und die von anderen Autoren angeführten Ansichten zeigen, dass die durch saisonmässige Temperaturschwankungen verursachten Spannungen an der Oberfläche am grössten sind und nach innen sehr schnell abnehmen; sie legen ausserdem die Berücksichtigung dieser Tatsache

bei dem Entwurf und der Verteilung von Konstruktionsfugen nahe.

Es ist zu hoffen, dass die Diskussionen noch weitere Meinungen hervorbringen bezüglich der Schrumpfung, soweit eine solche festzustellen ist, infolge verschiedener Wasserstandshöhen der Staubecken, der Zusammensetzung des Betons usw.

DICHTUNGSMETHODEN

Dichtungsmethoden für Schrumpfungsfugen werden ziemeingehend durch M. Coyne (Frankreich), Mr. Williamson (Grossbritannien) und Mr. Jones (Vereinigte Staaten) beschrieben. Die Ableitung von Sickerwasser wird auch behandelt, bei verschiedener Lage der in den Berichten angegebenen Drainage-Systeme.

Einige der Verfasser verwerfen die Dichtung von Schrumpfungsfugen, und es ist zu hoffen, dass diese Frage während der Sitzungen ausführlich diskutiert werden wird.

M. Coyne (Frankreich) erklärt bei der Beschreibung der Dichtung von Schrumpfungsfugen die Anwendung eines originellen Stauventiles, das man in der Abdichtung horizontaler Löcher für notwendig fand; die hierbei zur Anwendung gelangende Methode wird sowohl durch Zeichnungen als auch Photographien dargestellt.

EINIGE EINZELHINWEISE UND SCHLÜSSE

Mr. Williamson (Grossbritannien) stellt fest, dass horizontale Konstruktionsfugen oft Undichtigkeiten verursachen und häufig grössere Schwierigkeiten mit sich bringen als vertikale Fugen. Ursachen dieses Zustandes mögen sein: (a) zu schnelles Trocknen der Betonoberfläche; (b) ungenügendes Reinigen der Oberfläche vor dem Einführen neuen Betons, was eine milchartige Ausscheidung verursacht; (c) die relative Bewegung beim Setzen zwischen einer neuen Schicht und einer alten, die sich bereits abgekühlt hat, was zu Störungen in oder bei dem Anschluss führt, und (d) das Einbringen von neuem Beton auf eine sehr trockene Oberfläche, wodurch an dem Anschluss die Feuchtigkeit aus dem neuen Beton genommen wird. Von demselben Verfasser vorgeschlagene Vorsichtsmassregeln sind: (a) Tränken der Oberfläche mit Wasser, bis die nächste Schicht aufgebracht ist; (b) gründliche Entfernung der Aussenhaut, sowie Anrauen und Reinigen der Oberfläche vor dem Einbringen der nächsten Schicht; (c) Vermeidung eines grossen Zeitabschnittes zwischen aufeinander folgenden Schichten, und (d) längeres Nässen vor dem Einbringen.

Er beschreibt auch die Vorteile der bei der Konstruktion der Galloway Wasserkraft-Anlage in Schottland angewandten Methoden.

Der von Mr. Sandeman (England) eingereichte Bericht zählt eine Reihe von Dämmen auf, in denen sich Risse zeigen, und eine Reihe anderer Talsperren, die in genau derselben Weise konstruiert sind, aber vollkommen intakt blieben und keinerlei Risse aufweisen. Der Verfasser bringt die Meinung zum Ausdruck, dass folgende Baumethoden die Konstruktion vor Rissen schützen.

(a) langsame Ausführung der Konstruktion;

(b) die Verwendung möglichst grosser Steinmengen im Verhältnis zu Beton;

(c) die Verwendung von Zement mit begrenzter Wärmeentwicklung und

(d) beschränkte Verwendung von Wasser bei der Mischung.

Soweit Mr. Sandeman in seinem Bericht den Norris-Damm erwähnt, wäre es angebracht, dass Mr. Jones in seinem Bericht über dieses Bauwerk ein Gutachten über die von Mr. Sandeman bezüglich des Bautempos zum Ausdruck gebrachte Meinung abgibt. Auch insofern als Mr. Sandeman die Aswan-Talsperre als Beispiel nimmt, wäre es interessant, von dem Vorsitzenden, Mr. Cooper (Vereinigte Staaten), der im Jahre 1929 Mitglied der internationalen technischen Kommission für die Erhöhung der Aswan-Talsperre war, etwas über den Umfang der bei dieser Talsperre beobachteten Schrumpfung und die bei der zweiten Erhöhung dagegen getroffenen Massnahmen zu hören.

Mr. Williamson (Grossbritannien) beschreibt den Typ eines Schwergewichtsdammes mit ständigen Fugen, bei denen die Öffnungen in einem vertikalen Streifen verschlossen sind, und zwar nur auf der Wasserseite, um die günstigsten Bedingungen zu schaffen für Schrumpfung, Abkühlung und Wirtschaftlichkeit. Beobachtungen an diesem besonderen Typ von Schwergewichts-Pfeiler-Dämmen sollten auf den Sitzungen besprochen werden.

Herr Link (Deutschland) vertritt die Meinung, dass Bogen-Schwergewichts-Dämme aus Mauerwerk keine Schrumpfung- und Dehnungsfugen benötigen während gradlinige Schwergewichts-Dämme aus Mauerwerk vertikale Hauptfugen erforderlich machen. Er empfiehlt einen Doppelverschluss für die Abdichtung von Fugen und gibt Beispiele und Bilder über Methoden hierfür, sowie über die Anwendung von Bitumen.

Er behandelt auch die Wasserdichtung von Zement-Wänden in hohen Erddämmen (Betonkern). Er stellt fest, dass, wenn die Abstände zwischen den Hauptfugen normal sind (20 m oder weniger) ein ausreichendes Mass von Wasserdichtigkeit durch ein äusseres und inneres Betonprisma erreicht werden kann.

Mr. Jones (Vereinigte Staaten) sagt in seiner Beschreibung des Norris-Dammes, dass die Absicht besteht, nach Ablauf von 2 oder 3 Jahren, wenn die Schrumpfungsfugen ihre grösste Öffnung erreicht haben, diese mit Zement auszugiessen und so den Damm zu einem einzigen Block zu machen, was den Vorteil zusätzlicher Stabilität durch die Windungswiderstände bringt, die von den Widerlagern durch die ausgegossenen Fugen übertragen werden, welche mit einem besonderen Abschluss versehen sind. Er berichtet von dem Auftreten transversaler Schrumpfungsrisse geringeren Umfanges während der Konstruktion. Man erwartet, dass diese Risse bei dem Ausgiessen der Fugen mitbeseitigt werden. Die Fugen der Talsperre sind in gleichmässigen Abständen von 56 Fuss angebracht, mit Ausnahme von zwei Entfernungen von 60 Fuss, einer von 62,5 Fuss und einer von 34 Fuss.

Der Bericht von M. Thimel (Frankreich) enthält eine umfassende Beschreibung der bei den Bromme-, Guerledan- und Sarrans-Talsperren verwandten Fugen und Verschlüsse. Seine Beobachtungen führten zu dem Schluss, dass das System strahlenförmiger Öffnungen und Verriegelungen vorzuziehen ist und dass Schwergewichtsdämme von gekrümmtem Typ sein sollten. Er stellt in gleicher Weise fest,

dass Bogendämme nur Schwindungsfugen benötigen während Schweregewichtsdämme mit Schrumpfungsfugen zu versehen sind.

In seinem Berichte über die verschiedenen Fugenarten und ihre Verteilung empfiehlt Herr Westerberg (Schweden) die Verwendung von Stahlverstärkungen zur Bindung zwischen den einzelnen Blöcken. Er stellt fest, dass in Schweden die Höhe der Staudämme sich gewöhnlich zu der Länge der Blöcke wie 2:1 verhält. Dies trifft für nicht verstärkte Talsperren zu, während bei verstärkten Beton-Talsperren das Verhältnis proportional der Verstärkung erhöht werden kann. Seine Beschreibung von Fugen umfasst auch eine solche mit rostfreiem Stahlverschluss unter Verwendung von Holz als Teil der Verkleidung der Fuge.

M. Renaud (Frankreich) bemerkt, dass das Giessen des Zements für jeden einzelnen Block ohne nennenswerte Unterbrechung vor sich gehen sollte. M. Renaud hat zahlenmässig und ausführlich das Auftreten von Rissen beschrieben, die auf verschiedene Ursachen zurückzuführen sind. Nach seinen Beobachtungen empfiehlt er Schrumpfungsfugen in dünnen Bogendämmen nur für die Wasserseite.

Mr. Williamson (Grossbritannien) vertritt den Standpunkt, dass wegen der in den letzten Jahren entwickelten drei Faktoren die Konstruktionsfugen von zunehmender Bedeutung sind; (1) zunehmende Festigkeit des Portland-Zements mit gleichzeitig zunehmender Geschwindigkeit der Wärmeerzeugung beim Setzen, (2) zunehmendes Konstruktionsstempo mit Erhöhung innerer Temperaturen und Verzögerung der Abkühlung und (3) zunehmender Umfang der Betonmassen bei hohen Talsperren mit sehr langsamer Abkühlung und Schwingung.

Die Verwendung von Verteilern (Pflaumenkerne) soll zur Verhütung von Schwindungsfugen bei der Trollhattan-Talsperre (Westerberg, Schweden), sowie bei der Vyrnwy-, Derwent- und Burrator-Talsperre (Sandeman, England) beigetragen haben. Diese vor 30–40 Jahren errichteten Dämme haben bis heute keinerlei Risse gezeigt.

Das "Departamento de Riego," dem alle Bewässerungsanlagen in Chile unterstehen, unterbreitet einen Bericht über den Cogoti-Damm, einer Konstruktion mit Steinfüllung und einer wasserseitigen Verkleidung von Betonplatten, unter besonderer Bezugnahme auf die Fuge zwischen diesen Platten und den Seiten der Schlucht. Der untere Teil dieser Fuge, wo das Gefälle weniger steil ist, wird in dem Bericht dargestellt. Weiter oben, wo die Seiten fast senkrecht sind, hielt man eine verschiedene Fugenart für nötig und der Bericht beschreibt diese Fuge und bittet um Beiträge derjenigen Ingenieure, deren Erfahrungen auf diesem Gebiet eine Verbesserung dieser Methode versprechen.

Bei der Auswahl der vorhergehenden Ausführungen bestand nicht die Absicht, diejenigen Punkte besonders zu betonen, über die verschiedene Auffassungen bestehen, sondern um dadurch eine fruchtbringende Diskussion bei den Sitzungen anzuregen. Natürlich finden die Berichte in ihrer Gesamtheit allgemeine Zustimmung, und eine aktive, gründliche mündliche Diskussion der vorgeschlagenen Themen kann ein gegenseitiges Verständnis nur fördern und die Meinungen näher bringen, sowie eine Festlegung grundlegender Prinzipien für die Behandlung dieser Fragen bei zukünftigen ingenieurtechnischen Methoden nur fördern.

Es ist natürlich unmöglich, alle die unterbreiteten interessanten Beobachtungen und Erfahrungen hier aufzuzählen.

Es wird deshalb besonders auf die Originalberichte hingewiesen. Die Berichte enthalten viele Diagramme, Photos und statistische Daten, die die grösste Aufmerksamkeit aller auf diesem Gebiet Interessierter verdienen.

ZUSAMMENFASSUNGEN DER BERICHTE DER FRAGE IV

(D 2)

DIE FUGEN IN GEWICHTSSTAUMAUERN

RENAUD, *Frankreich*

Gestaltung.—Die aus plastischem Beton erbauten Gewichtsstaumauern müssen durch Fugen *in einzelne Abschnitte aufgelöst* werden; hierüber besteht allseitige Übereinstimmung; beim Fehlen einer solchen Anordnung teilt sich ein Talsperrenblock selbst durch Risse in Abschnitte. Die dadurch in den Annahmen der Standfestigkeitsberechnung verursachten unbekanntem Veränderungen erscheinen bedenklich.

Eine eingehende Prüfung zeigt übrigens, dass die Fugen — entgegen aller Wahrscheinlichkeit — *im allgemeinen genügend wasserdicht* sind.

Verteilung der Fugen.—Sie dürfen nicht gleichmässig verteilt werden; ihre Lage richtet sich nach den Formen der Talsperre (besonders nach den Unterbrechungen ihrer Aussenwände), ferner nach der Ausbildung der Baugrubensohle und ihren unvermeidlichen örtlichen Unterbrechungen.

Da sie der Abbindeschwindung entgegenwirken sollen, dürfen die Fugenabstände nicht grösser als 15 m sein, ein Abstand, der mit abnehmender Stärke der Talsperre ebenfalls abnimmt, um dem voraussichtlichen Ebenmass der Wirkungen der Abbindeschwindung Rechnung zu tragen.

Einige der zur Aufnahme der Abbindeschwindung notwendigen Fugen können, wenn die Abbindung weit genug vorgeschritten ist, endgültig geschlossen werden; dies sind die vorläufigen *Baufugen*.

Dagegen verlangt die Empfindlichkeit der Betonmassen gegen die Aussen-temperatur selbst bei Abschnitten einer Talsperre von grosser Stärke die Unterhaltung von Fugen, die jederzeit den durch Kälte hervorgerufenen *Zusammenziehungen* entgegenwirken; dies sind die wirklichen endgültigen *Zusammenziehungsfugen*.

Aufbau der Fugen.—Die Fugen müssten grundsätzlich *bis zur Baugrubensohle hinabreichen*, und die Betongründung eines jeden Abschnittes muss ohne nennenswerte Unterbrechung durchgeführt sein.

Die stufenförmige Anordnung scheint keinen Nutzen zu bringen, sondern Nachteile, vor allem der Längsrisse herbeizuführen. Die *glatte Fuge* scheint erwünscht.

Die *Dichtungsvorrichtung* der Fugen muss so einfach wie möglich sein, vor allem aber durch sorgfältige Behandlung der Betonaussenwände, die auf der Wasserseite der Vorrichtung liegen, ergänzt werden.

Die beste allgemeine Lösung scheint die *Ausführung von Schwergewichtsbauten mit unabhängigen Abschnitten* zu sein, die *nach der Schwindung* durch genügend grosse Verschlusssteile *verbunden* werden, sodass die Vorderflächen der die Blöcke bildenden Abschnitte genauestens bearbeitet werden können, die aber anderseits schmal genug sein müssen, um nur unbedeutende Schwindungen aufzuweisen.

Für *schmale Gewölbestau mauern*: ebenfalls Anwendung von Fugen, jedoch mit geringerem Abstand; die Wirkung des Gewölbes gleicht teilweise die Zusammenziehung aus; die bogenförmige Ausführung bringt jedoch ein wirksames Gewölbe mit sich, welches nach der Wasserseite die Öffnung einiger, entsprechend anzuordnender Fugen bedingt. Die sich nach der Talseite öffnenden Fugen können dagegen zweckmässig nach Abschluss der Schwindung verschlossen werden (Lage und Beschaffenheit der Fugen können durch Modellversuche ermittelt werden).

(D 3)

ENTSTEHUNG UND ABDICHTUNG VON SCHWIND-, ZUSAMMENZIEHUNGS- UND DEHNUNGSFUGEN IN STAUMAUERN

LINK, *Deutschland*

Nach langjährigen Erfahrungen bedürfen bogenförmige Gewichtstau mauern aus Bruchsteinen keiner Schwind- und Temperaturfugen, dagegen müssen gradlinige Bruchstein- und alle Gewichtstau mauern aus Beton mit durchgehenden senkrechten Fugen (Hauptfugen) versehen werden. Ihr Abstand wurde ursprünglich mit 25 und 30 m und mehr zu weit gewählt. Bei Abständen von 20 m sind noch keine Risse beobachtet worden, jedoch bleibt man gewöhnlich in den Grenzen von bis 12 m. Die kleineren Zahlen kommen für die Talhänge in Betracht. Die Trennflächen der Mauerabschnitte sind glatt oder werden mit rechteckigen oder trapezförmigen Verzahnungen versehen. Verfasser zieht letztere vor, weil rechteckige Vorsprünge sich festklemmen können und die scharfen Winkel eicht der Ausgangspunkt von Schwindrissen werden. Die Trennflächen wurden zuweilen mit Lehmbrühe, öfter mit Bitumen gestrichen oder damit gespachtelt.

Für die Dichtung der Fugen sind doppelte Verschlüsse zu empfehlen, einfache haben nicht immer ausgereicht. Die hierfür verwandten Konstruktionen, an der Wasserseite Dichtungstäbe aus Beton oder Eisenbeton, im Innern Betonprismen oder die am häufigsten verwandten federnden Kupferbleche werden besprochen und durch Beispiele und Abbildungen erläutert. Die Aussparungen für die Feder wurden bei einigen Mauern mit Bitumen vergossen, bei anderen blieben sie offen. Der wasserseitige Teil der Hauptfugen wird öfter mit Bitumen ausgefüllt, Asphaltpappe oder Asphaltfilz werden hierfür jetzt seltener verwandt. Teerstricke haben sich behauptet. Kontrollschächte zur Überwachung der Fugen können so ausgebildet werden, dass man sie nötigenfalls später mit Beton ausfüllen und dadurch die Fuge nochmals verschliessen kann. Für die Ableitung etwa eingedrungenen Wassers ist der Einbau von Sickerleitungen in der Fuge zu empfehlen. Ein hervorragendes Mittel zur Dichtung sowohl der Stau mauer als auch der Hauptfugen ist eine wasserseitige Mantelmauer, am besten aus Bruchsteinen. Die wasser- und luftseitigen Bruchsteinverkleidungen der Betonmauern bedürfen keiner Hauptfugen.

Bei den Betondichtungswänden der hohen Erdstaudämme (Betonkerne) liegen die Verhältnisse einfacher, weil Temperaturwechsel ausscheidet. Daher lässt sich bei normalem Abstand der Hauptfugen (20 m oder weniger) durch ein äusseres und ein inneres Betonprisma ausreichende Wasserdichtigkeit erzielen.

Bei den Arbeitsfugen, welche die grossen Mauerabschnitte in kleinere Blöcke aufteilen, werden zweckmässig die gleichen Abstände wie bei den Hauptfugen innegehalten, zum Beispiel 12 bis 16 m. Demnach wurden in den letzten Jahren fugenlos durchgehende Schichten der durch die Hauptfugen gebildeten Mauerabschnitte nicht mehr angewandt, sondern die Mauer in der Querrichtung je nach ihrer Stärke in zwei oder mehr Blöcke unterteilt.

SCHWIND- UND DEHNUNGSFUGEN

THIMEL, *Frankreich*

Keine grosse Stauermauer lässt sich ohne Fugen bauen, da Temperatureinflüsse Spannungen hervorrufen. Überschreiten diese Spannungen die üblichen Masse während der Bauperiode, so werden nur Schwindfugen für die Staumauer vorgesehen, was für die Gewölbestaumauer zutrifft. Wiederholen sich aber die kritischen Spannungen mit den jährlichen Temperaturänderungen, wird die Staumauer mit Dehnungsfugen versehen. Das ist der Fall bei den Gewichtstaumauern. Einige interessante Beobachtungen wurden an den drei folgenden Staumauern gemacht.

1°, *Bromme-Talsperre.*

Dünnwandige Bogenmauer. Leere, verzahnte, im Abständen von 18 m angeordnete Fugen trennen die Betonblöcke. Weder Dichtungs- noch Entwässerungsvorrichtungen. Die Fugen wurden nach 2 bis 5 Monaten mit Beton ausgegossen und dann mit Zementbreieinpressungen gedichtet.

2°, *Talsperre Guerledan.*

Gewichtsmauer mit gradliniger Krone aus gegenseitig versetzten Blöcken erbaut. Volle Fugen ohne Verzahnung im Abständen von etwa 30 m. Auf der Wasserseite eine Dichtungsvorrichtung aus einem keilförmigen Stabe aus Eisenbeton mit dünner Bitumeneinlage bestehend. Auf der Luftseite—Drainageschacht für Fugensickerungswasser.

3°, *Talsperre Sarrans.*

Gewichtsmauer mit gekrümmter Krone. Leere verzahnte Fugen im Abständen von ungefähr 16,50 m. Auf der Wassersseite ist die Dichtung mittels einer heissgegossenen und mit einem Eisenbetonstabe geschützten Bitumenprisma gewährleistet. Ein Heizstromkreis ist im Bitumenprisma zur Behebung von Sickerungen eingebaut. Auf der Luftseite ist ein Drainageschacht vorgesehen, welcher während des Ausgiessens der Fugen das Sickerwasser ableitet.

Aus den Beobachtungen an den drei obengenannten Bauten können nachstehende Folgerungen gezogen werden:

Gewölbestaumauern.—Die Fugen sollen in Abständen von etwa 15 m angeordnet werden. Die Methode der leeren Fugen garantiert am besten die Verbindung zwischen den Betonblöcken und hat zudem noch den Vorteil, dass sie die Belastung der Staumauern vor ihrer Vollendung erspart.

Gewichtstaumauern.—Für die Krone ist eine gekrümmte Form anzunehmen. Die Fugen, deren Abstände 15 m kaum überschreiten, sollen bis zur Grundsole herunterreichen. Auch in diesem Falle werden vorzugsweise leere Fugen mit Verzahnungen angewandt. Diese haben, unter anderem, den Vorteil, die Zementierung von Rissen während der Füllung von Fugen mit Beton zu gestatten, und beheben dadurch die Notwendigkeit von Schwindfugen. Es folgt demnach aus den bisherigen Erfahrungen, dass die Projektierung der Staumauerfugen nur die Vorsehung von wenigen prinzipiellen und jetzt schon bekannten Massregeln erfordert und dass die Fugen keinen schwierigen Teil beim Bau einer Staumauer mehr bilden.

ENTWURF UND PRÜFUNG AUF WASSERDICHTIGKEIT VON SCHWINDUNGS-, SCHRUMPFUNGS- UND DEHNUNGSFUGEN

JUILLARD, *Schweiz*

Die Rissbildungen, welche während der Ausführung oder nach der Vollendung einer Anzahl Talsperren vorkamen, gaben Veranlassung, den Abstand der Dehnungsfugen von 35 m auf 15 m oder weniger zu reduzieren.

Der Berichterstatter stellt eine Statik der Betonelemente auf, welche auf folgenden Feststellungen beruht: 1. Nach dem Abbinden dauert die Hydratation des Zementes für Monate und Jahre mit immer schwächer werdender Intensität fort. Sie hat eine ständige Vergrösserung des absoluten Volumens der Zementteilchen zur Folge. 2. Das Schwinden wird durch die Verdunstung des chemisch nicht gebundenen Wassers verursacht. Es nimmt bei Druckbeanspruchung zu. 3. Die besonderen, wahrnehmbaren Formänderungen des Betons — das Quellen im Wasser oder das Schwinden in der Luft — betragen nur einen Bruchteil, etwa $1/5$ derjenigen, welche das reine Bindemittel erfährt. 4. Die langsame Veränderung des Zementes zufolge der Hydratation beeinträchtigt die Zugfestigkeit des Betons; sie gestattet dem Zement aber zu schwinden, ohne wesentliche Einbusse der Druckfestigkeit.

Die Deformationen, welche durch die inneren Spannungen des Betons verursacht werden, sind an der Spitallamm-Talsperre (Grimsel) gemessen worden. Der Beton ist nur an seiner Oberfläche dem eigentlichen Schwinden ausgesetzt; seine Schwindung (0,017%) ist auf die Abkühlung nach dem Abbinden zurückzuführen. Im Kern der Staumauer wird die Schwindung durch das Quellen des Betons verringert. Die räumlichen Formänderungen zufolge der inneren Spannungen der Betonblöcke betragen ungefähr 0,01%. Sie sind im allgemeinen für grosse Blöcke nicht gefährlich; hingegen können sowohl ein unregelmässiges Fundament, als auch eine unzweckmässige Anordnung der Betonblöcke eine Konzentrierung der Spannungen und somit eine Rissbildung verursachen.

Die Schwankungen der Lufttemperatur können gefährliche Spannungen der Betonoberfläche hervorrufen. Die Grösse dieser Beanspruchung hängt von dem Abstände der Dehnungsfugen ab. Die periodischen thermischen Längenveränderungen wurden bei zwei grossen Talsperren, deren Fugen in einem Abstand von 15 m liegen, zu $\pm 0,007\%$ auf der Luftseite ermittelt; im Innern der Mauer nehmen sie rasch ab.

Diesem Bericht sind zwei Zeichnungen über die Deformationen der Spitallamm-Talsperre beigelegt. Sie dienen zur Charakterisierung der vollkommenen Elastizität des Betons, nach erfolgter Ausschaltung der Einflüsse der Abbindewärme und des Schwindens.

SCHWINDUNGS-, SCHRUMPFUNGS- UND DEHNUNGSFUGEN IN DER NORRIS-TALSPERRE

JONES, *Vereinigte Staaten*

In der Norris-Talsperre, einer hohen gradlinigen Beton-Schwergewichtsstaumauer, befinden sich keinerlei Schrumpfung- oder Dehnungsfugen; nur wenige solcher Fugen befinden sich in den anschliessenden Bauwerken, wie z.B. in dem Über-

fallwehr, den Brüstungsmauern, den Prellbecken (stilling pools) und dem Oberbau der Kraftwerke.

In der Staumauer selbst sind 27 Schwindungsfugen vorgesehen, welche die Staumauer senkrecht zu ihrer Längsrichtung in Schwergewichts-Blockabschnitten teilt, in Abständen, die eine bequeme Bauweise gewährleisten.

Hinreichende Vorsorge ist dafür getroffen, für grosse Zeitabstände genaue Angaben über die Temperatur und Spannungen innerhalb der Blöcke und über die Schwindung in den Fugen zu erhalten. Nach Verlauf von 2 oder 3 Jahren, sobald die Fugen ihr Öffnungsmaximum erreicht haben, beabsichtigt man, sie mit einem Zementbrei auszufüllen, um die Staumauer nahezu monolithisch auszugestalten und den Vorteil zusätzlicher Stabilität durch den Drehwiderstand zu erhalten, der von den Wiederlagern durch die Zementausgegossenen, mit einer umfassenden Riegelverankerung ausgestatteten Fugen ausgeübt wird.

Zement- und Zusatzstoffe für den Beton der Staumauer sind sorgfältig ausgewählt und mengenmässig gemischt, um, soweit wie möglich, Schwindung auszuhalten. Man hat hierdurch grosse Dichtigkeit und Stärke des Materials erreicht. Die durchschnittlich höchste Temperaturerhöhung innerhalb der Blöcke war 35° F. (20° C.). Keinerlei Künstliche Kühlung wurde benötigt. Querdurchlaufende Schwindungsrisse kamen nur selten vor. Ungefähr die Hälfte der Blöcke zeigen einen Riss auf, der längste Block (62.5 Fuss) zwei Risse.

(D 18)

SCHRUMPFUNGSFUGEN

SANDEMAN, *Grossbritannien*

Beispiele von weitgehenden Rissen in Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk, die 20 bis 30 Jahre alt sind, werden angegeben und im Gegensatz zu diesen wird Näheres über 3 englische Dämme von ungefähr demselben Alter mitgeteilt, wo sich keine Risse gebildet haben, trotzdem zwei derselben über 330 m (1100 Fuss) lang sind. Die Aussenseite dieser Staumauern besteht aus Quadersteinen und das Innere aus Beton, in welchem grosse Felsblöcke eingebettet sind. Bei allen drei Dämmen wurde zu der Betonmischung ein Minimum von Wasser hinzugefügt, um nach dem Stampfen eine gallertartige Dickflüssigkeit der Mischung zu erzielen.

Es wird hervorgehoben, dass es bei Staumauern, die gänzlich aus Beton gebaut sind, von grösserer Wichtigkeit ist, von Schrumpfungsfugen Gebrauch zu machen. Es wird ferner darauf hingewiesen, dass man in letzter Zeit, viel feiner gemahlene Zement benutzt, wobei beim Abbinden die Temperatur höher steigt; man fragt sich also, da grössere Festigkeit nicht verlangt wird, ob es nicht besser wäre, zu dem grobkörnigeren Zement, wie er vor 20 Jahren gebraucht wurde, zurückzukehren.

Es wird darauf hingewiesen, dass es vielleicht möglich ist rissfreie Staumauern zu bauen, und Vorschläge werden gemacht, wie dieses zu erreichen ist:

- (a) Mässiges Arbeitstempo beim Bau,
- (b) Verwendung eines hohen Prozentsatzes von Felsblöcken,
- (c) Verwendung eines Zements mit beschränkter Temperatursteigerung,
- (d) Luftzuführung zu dem Zement.

Die Länge der Dammabschnitte wird wohl je nach der Erfahrung der Konstrukteure verschieden sein, aber in der Praxis sollten (25 bis 30 Fuss) 7½ bis 9 m ein Minimum sein. Die Abschnitte dürfen länger sein, wo der Prozentsatz von Felsblöcken gross ist.

Es wird auch auf die Fugenart, von der im Kensico Damm (Vereinigte Staaten) Gebrauch gemacht wird, hingewiesen. In diesem Fall werden senkrechte Kupferplatten gebraucht, um die Fugen wasserdicht zu machen. Auch wird die Fugenart in einer Stauwand im Norden von Irland erwähnt, wo ein grosser rechteckiger Vorsprung in eine entsprechende Aussparung in dem angrenzenden Abschnitt hineinpasst. Diese Fugenart wird als eine der einfachsten und wirksamsten Anordnungen angesehen.

(D 31)

ABDICHTUNG VON DEHNUNGSFUGEN MITTELS GUMMI AN DEN BETONWANDUNGEN DES OBERKANALS DES KRAFTWERKES AM VÁH BEI PÚCHOV

SMRČEK UND KALLA, *Tschechoslowakei*

Der Oberkanal des Wasserkraftwerkes am Váh bei Púchov ist 6 km lang, in der Sohle 18,3 m breit, die Wassertiefe ist 6–7 m, die Neigung der Böschungen 1,75. Die aus Schotter geschütteten Dämme erreichen eine grösste Höhe von 10 m. Die Sohle und die Böschungen sind mit einer 15 cm starken Betonwand abgedichtet.

Auf Grund von Versuchen wurden die Dehnungsfugen an den Böschungen in einer mittleren Entfernung von 8 m angelegt (maximal 12 m, minimal 4 m). Sie wurden in den frischen Beton keilförmig eingeschnitten.

Die Dehnungsfugen sind mit einem Gummiband abgedichtet, das mechanisch in die Fugenspalte bis zu einer Tiefe von 8 cm eingepresst wurde. Das Gummiband hat trapezförmigen Querschnitt

$$\left(\frac{18,5 + 20,5}{2} \times 19 \text{ mm,} \right)$$

der sich keilförmig an die Fugenwandungen anlehnt. Um das Gummiband vor jedweden Schäden zu schützen, wurde der Raum über demselben mit Mörtel 1:6 ausgefüllt. Um die Ausdehnung zu ermöglichen, wurde an einer Seitenwand Papier eingelegt. Das Gummiband wurde in die Fuge mit anfänglicher Spannung eingepresst derart, dass das Band auf die Fugenwände minimal mit 1 kg/cm² drückt.

Das Gummiband enthält 90% Paragummi und 10% Zusatzstoffe zwecks erleichteter Verarbeitung und als Mittel gegen Altern. Dieses Gummi hat den Elastizitätsmodul 40 kg/cm², Proportionalitätsgrenze 25 kg/cm² und Zusammenrückungsgrenze 1765 kg/cm².

Um das Altern festzustellen wurden Gummiprobekörper in Sauerstoffbomben bei 21 Atm. Druck und Temperatur von +70° C künstlich gealtert. Mit diesem bis zu 18 Jahren gealterten Gummi wurden Versuche durchgeführt, welche erwiesen, dass das Gummi seine Elastizität mit dem Alter nicht verliert, und dass bloss sein Druckwiderstand abnimmt.

Die Garantiedauer der Lieferungsfirma wurde mit 5 Jahren festgesetzt, nach welcher Zeit das Gummi folgende Eigenschaften ausweisen muss: spezif. Gewicht unter 1 g/cm³; Zugfestigkeit, 83–100 kg/cm²; und Verlängerungsfähigkeit, 600–699%.

Der Kanal ist derzeit im Betrieb und zeigt keinen messbaren Wasserdurchlass. Die Ergebnisse der Gummiabdichtung der Dehnungsfugen, sowie auch der Abdichtung der Kanalwandungen sind somit sehr befriedigend.

METHODE DER SCHLIESSUNG VON GEWÖLBEDÄMMEN

COYNE, *Frankreich*

Nachdem das Gewölbe eines Dammes geschlossen worden ist, öffnen sich die Fugen des Gewölbes von neuem unter dem Einfluss des erst nachträglich erfolgenden Erkalten des Betons, dessen Abbindungswärme lange Zeit braucht, um zu verschwinden.

Die Schwindfugen wurden bei der Gewölbe-Talsperre bei Marèges, an der Dordogne (Frankreich) auf folgende Weise dicht gemacht: Der Bau wurde in 18 Blöcke eingeteilt, deren jeder ungefähr 12 m lang war. Zwischen je zwei Blöcken befand sich eine 1 m breite Schwindfuge (Fig. 3 bis 9). Hierauf wurden diese Fugen mit gegossenem Beton ausgefüllt. Um ein dichtes Schliessen der Fugen zu gewährleisten, wurden in die Fugen Kupferlammellen eingefügt deren Querschnitt eine besondere Form hat (siehe Fig. 12), und das im Folgenden beschriebene Einspritzverfahren angewandt (Fig. 11).

Zwei Netze von Löchern, von denen die einen Senkrecht, die anderen horizontal verlaufen, wurden hergestellt. Die *senkrechten Löcher* (1 Loch alle 4m, im Ganzen eine Gesamtlänge von 4,600 m) wurden in der Fuge ausgeführt, und zwar mittels eines 55 mm weiten Kautschukrohrs, das während des Ausgiessens der Fuge mit Beton straff gespannt gehalten und nach dem Abbinden herausgenommen wurde. Sobald der kürzeste Abstand zwischen Loch und einer der beiden Aussenwände (Wasser- bzw. Luftseite) unter 1 m ging, wurden die Löcher nicht weiter geführt, sondern in horizontaler Richtung durch Metallrohre verlängert, die an der luftseitigen Aussenfläche ausmünden.

52 Tonnen Zement wurden zum Einspritzen in die senkrechten Löcher verbraucht. Dieses Einspritzen wurde unternommen, bevor gestaut wurde.

Die horizontalen Löcher wurden mittels metallischer Rohre (33/42 \varnothing) ausgeführt, die alle 4 m angebracht sind (Gesamtlänge 3800 m) und luftseitig ausmünden. Da die Einspritzungen in diese horizontalen Rohre erst ausgeführt werden sollten, nachdem die Einspritzung in die senkrechten vollzogen war, musste man den Zement daran hindern, während des Einspritzens in die senkrechten Rohre, die horizontalen mit auszufüllen. Dies wurde erreicht mittels irreversibler Ventile, die in eine kleine Menge feinen Sandes eingebettet sind und deren Wirkungsweise aus den Fig. 14 und 15 klar hervorgeht. Diese Ventile gestatten ausserdem nachträglich das Einspritzen beliebig oft zu wiederholen, wenn man nach jedem Einspritzen die Rohre auswäscht, was übrigens dadurch erleichtert werden kann, dass man die Rohre mit einem gewissen Gefälle (3 bis 10% nach der Luftseite hin verlegt).

Vor kurzem wurden die Einspritzungen in einem Teil der horizontalen Rohre ausgeführt, also nachdem seit 9 Monaten gestaut wird, wobei die Verluste der Talsperre ungefähr 3 Liter in der Minute betragen.

Die Ventile arbeiten in durchaus befriedigender Weise, trotzdem vorher Einspritzungen ausgeführt worden waren, und man darf erwarten, dass die Verluste unter 1 Liter in der Minute zurückgehen werden, was gewiss einen ungewöhnlich kleinen Wert darstellt.

KONSTRUKTION UND DICHUNG VON SCHWINDUNGS-, SCHRUMPFUNGS- UND DEHNUNGSFUGEN IN BETON-STAUMAUREN

WILLIAMSON, *Grossbritannien*

Die Umstände, welche in den letzten Jahren dazu beigetragen haben, der Frage der Konstruktion zweckmässiger Fugen in Betonstaumauern eine grössere Wichtigkeit zu verleihen, sind u.a.:

(a) Die früher erreichte Festigkeit des Portlandzements und die damit verbundene Zunahme in der Geschwindigkeit, mit der die Hitze beim Abbinden entwickelt wird.

(b) Erhöhte Baugeschwindigkeit mit gleichzeitiger Zunahme der inneren Temperatur und Verzögerung des Abkühlens.

(c) Grössere Abmessungen der Betonmassen in hohen Stauauern, woraus sich sehr langsame Abkühlung und Schrumpfung ergeben.

Die gewöhnlichen Sorten von Portlandzement die heutzutage in England verkauft werden, zeigen bei der Prüfung von Normkuchen von Mörtel, Mischungsverhältniss 3:1, in 3 bzw. 7 Tagen, höhere Festigkeiten als der spezielle Schnellabbindende Zement den man im Jahre 1927 bekam. Unglücklicherweise, von dem Standpunkt des Dammbaus betrachtet, wird erhöhte frühzeitige Festigkeit, von höherer und schnellerer Entwicklung der Hitze und schliesslich auch von grösserer Schrumpfung begleitet. Es liegt nicht in der Macht des Konstruktionsingenieurs, den für den Bau bewilligten Zeitabschnitt festzusetzen; eigentlich sollte ihm in dieser Beziehung womöglich eine weitgehende Freiheit zugestanden werden. Die vollständige Abkühlung grosser Betonmassen kann möglicherweise einen Zeitraum von mehreren Jahren benötigen.

Angenommen, dass der durch die Abkühlung entstehenden Schwindung Rechnung getragen worden ist, können auch noch untergeordnete Bewegungen durch rückständige Schrumpfungen, periodische Temperaturänderungen, Nachgeben des Betons unter Druckbeanspruchungen, Erdbeben und Bodenausweichungen hervorgerufen werden. Diesen untergeordneten Bewegungen kann man durch ein System von Schrumpfung- und Dehnungsfugen zweckmässig entgegenarbeiten.

Gewichtsstaumauern.

Das bisher meistens angewandte Verfahren bestand darin, dass man den Damm in durch Quersfugen getrennten Abschnitten von 15 m bis 45 m baute. Die Abschnitte wurden wechselweise im voraus gebaut und wurden zwecks Verkeilung an den Stirnflächen mit senkrechten Nuten versehen. Mit diesen Fugen ist es beabsichtigt, der Schwindung beim Abbinden und den späteren Schrumpfung- und Dehnungsbewegungen entgegenzuwirken; daher kann also die Öffnung eine erhebliche Grösse haben. Die Abdichtung an der Wasserseite wird gewöhnlich durch einen Metallblechwasserabschluss ausgeführt. Dieser Abschluss besteht aus einem Kupferblechstreifen der quer gegen die Fuge gelegt und in dem Beton auf beiden Seiten fest verankert wird. Beispiele von passenden biegsamen Abschlüssen werden angegeben. Die Abdichtung kann auch in zweckmässiger Weise ausgeführt werden, indem man eine grosse schwalbenschwanzförmige Nute quer über die Fuge auf der Wasserseite baut. Die inneren Flächen der Nute werden mit Bitumen bestrichen und die Nute wird dann, nachdem die beim Abbinden entstandene Schrumpfung stattgefunden hat, mit Beton oder Eisenbeton ausgefüllt. Der Bitumenanstrich ermöglicht eine kleine nachträgliche Bewegung.

Schwindungsspalten.

Die heutige, meist bevorzugte Praxis ist die Anwendung von Schwindungsspalten statt der einzelnen Fugen, wobei die Abschnitte mit kleineren Abständen, etwa 12 m bis 15 m gebaut werden. Die Spalten sind schmal, ca. 0,6 m bis 1,5 m Weite. Alle Abschnitte zwischen den Spalten können gleichzeitig gebaut werden; sie sind an allen Flächen dem Luftzugang ausgesetzt. Die Abkühlung geht also schneller vor sich, und die Spalten sorgen dafür, dass der Schwindung der Abschnitte Rechnung getragen wird. In dem letzten Stadium des Baus werden die Spalten mit Beton ausgefüllt. Dehnungsfugen können auf verschiedene Weise

geschaffen werden, nämlich: in der Form von senkrechten Nuten auf der Wasserseite, die an beiden Seiten mit Bitumen bestrichen sind; Metallblechwasserab-schlüsse; schwalbenschwanzförmige Nuten auf der Vorderseite mit Bitumen-abdichtung; oder schliesslich eine Zusammensetzung aller drei Vorgänge.

Wenn man die Dehnungsspalten mit einem senkrechten Wasserabschlusstreifen nur an der Vorderseite der Mauer abschliesst, so bekommt man eine Stau-mauer mit Strebepfeilern, wobei die Bedingungen betreffs Schwindung und Abkühlung günstiger sind und die Konstruktion billiger ist. Dieses Verfahren wird für einen 100 m hohen Damm eingehend besprochen, und Einzelheiten über die Fugen werden angegeben.

Bogenförmig angeordnete Stau-mauern.

Das Verfahren wird beschrieben, worin man in dem wagerechten Bogen, radiale Schwindungsspalten in kurzen Abständen vorsieht, die sodann mit Beton gefüllt und mit unter Druck eingespritzten Zementbrei abgeschlossen werden, wie es bei mehreren Stau-mauern des Galloway Water Power Scheme (Galloway Wasser-kraftunternehmens) angewandt wurde. Auf diese Weise sucht man genügende Abkühlung zu sichern, ehe die Lücken ausgefüllt werden, wie auch Fugen zu vermeiden, die sich nachträglich wieder öffnen können. Man vermeidet gleich-falls den Gebrauch von Bitumen in den Fugen.

Bilder werden unterbreitet, welche die Einzelheiten der Fugen in den Gewichts-stau-mauern und in den Dämmen von wagerechter Bogenform des Galloway Wasser-kraftunternehmens (Galloway Water Power Scheme) im Südwesten von Schottland zeigen.

(D 55)

ENTWURF VON SCHWINDUNGS-, SCHRUMPFUNGS- UND DEHNUNGSFUGEN

WESTERBERG, FLODIN UND WERNER, *Schweden*

Westerberg berichtet über Erfahrungen, welche in Schweden mit Fugen vorliegen. Die Arbeitsfugen haben gewöhnlich den Charakter der Schwindfugen. Diese Fugen werden sowohl in unbewehrten als bewehrten Dämmen gewöhnlich mit Bewehrungs-eisen versehen, in letzterem Falle über die berechnungsmässige Bewehrung hinaus.

Beim Anordnen der Fugen ist die Einteilung der Arbeitsfugen bestimmend. Man ist zu der Erfahrungszahl gekommen, dass die Länge des Monolithes sich zu der Höhe desselben wie 2:1 bis 2,5:1 verhalten soll. Dieses gilt für unbewehrten Beton. Bei Dämmen aus bewehrten Beton oder Stein-mauerwerk kann diese Verhältniszahl grösser gewählt werden.

Als Beispiel wird die Kraftkanal-mauer in Trollhättan, erbaut 1905-7 als Mör-tel-mauer ohne Dehnungsfugen, angeführt, wo die Höhe 7 m nicht übersteigt. Schwind- und Temperaturrisse sind nicht gefunden worden. Wenn das Mauer-werk höher war, bis zu 13 m, wurden Dehnungsfugen im Abstand von 10 bis 12 m angeordnet. Risse sind nicht entstanden.

In einem Damm, welcher zurzeit ausgeführt wird (siehe Aufnahme 1) und wo Mauersteine 55% des Mauervolumens betragen, werden Dehnungsfugen im oberen Teile der Mauer bis zu 3,5 m unter der Mauerkrone angeordnet. Die Fugen werden in einem gegenseitigen Abstand von doppelter Dammhöhe verlegt.

Bezüglich der Konstruktion der Dehnungsfugen hat man gefunden, dass "sheet-ing" (Fig. 5) nicht zufriedenstellend ist, da der Asphalt leicht aus den Fugen gepresst wird. Steife Konstruktionen (Fig. 6) sind verwendet worden, sie sind aber in Folge mangelhafter Dichtigkeit weniger geeignet. Eine Fuge aus Holz wird in Figur 7 gezeigt und kann unter Wasser verwendet werden. Fugen nach

Fig. 3, die in hartgewalztem Kupfer oder rostfreiem Stahlblech ausgeführt sind gelten als die zweckmässigsten.

Flodin: Der Oberkanal der Wasserkraftanlage Malfors ist mittels einer 120 Meter langen, aus Beton ausgeführten Rinne verlängert, die auf schlanken Betonfeilern in Abständen von 10 Meter ruht. In Abständen von 30 Meter von einander sind Dehnungsfugen angeordnet. Ein wellenförmig gebogenes Kupferblech von 1 Millimeter Stärke ist an den Flanschen von einbetonierten eisernen Trägern mittels Bolzen festgeschraubt. Um Durchsickerungen zu verhindern und elektrolytische Wirkungen zu vermeiden, sind auf beiden Seiten des Kupferbleches Bleiplatten eingelegt. Der Baugrund besteht aus feinem Sand. Um eventuellen gegenseitigen Bewegungen der Rinnenteile in senkrechter Richtung, die ein Reißen des Kupferbleches zur Folge haben könnten, vorzubeugen, sind die an die Dehnungsfugen grenzenden Pfeiler auf eine gemeinsame Fundamentplatte gestellt.

Werner behandelt die Frage der Ausbildung der Dehnungs-, Schwind- und Giessfugen in Dämmen und anderen Wasserbauten, die in Beton oder bewehrtem Beton und auf Felsen gegründet ausgeführt sind. Es wird ein kurzer Bericht über die Praxis erstattet, die bei Vattenbyggnadsbyrå (VBB) besteht. Der Aufsatz wird durch typische Einzelheiten und Fugen illustriert und zwar so, wie diese bei verschiedenen bedeutenden Konstruktionen zur Ausführung gekommen sind, z.B. Chenderoh Ambursen Dam auf der Malacka Halbinsel (fertiggestellt 1930) und dem Krängededamm in Schweden (fertiggestellt 1936), welcher in einer "Mitteilung" zum Kongresse in Stockholm beschrieben worden ist. Die verwendeten Fugen haben sich als wasserdicht und für die Wassertiefen, für welche sie bisher verwendet worden sind (etwa maximal 25 m), als zufriedenstellend erwiesen.

(D 62)

MESSUNG VON LÄNGSGERICHTETEN SCHRUMPFUNGEN UND DEHNUNGEN IN BETONSTAUMAUREN

CONTESSINI, *Italien*

Der Verfasser, der den Bau des Cignana-Staudammes leitete, schildert nach einem kurzen Hinweis auf die Eigenschaften des Staudammes und nach einer Beschreibung der Fugenanordnung die Ergebnisse der an den Fugen systematisch durchgeführten Messungen zur Ermittlung der Klaffungsänderungen und zur Bestimmung der Schrumpfungen und Dehnungen in der Längsrichtung des Staudammes.

Diese Messungen haben es ermöglicht, das Ausmass der fortschreitenden Verkürzungen infolge der Schwindung und Abkühlung der Masse und die periodischen Schrumpfungen und Dehnungen infolge äusserer Einflüsse zu bestimmen.

Der Verfasser stellt ausserdem eine Beziehung zwischen dem Klaffen der Fugen und den inneren Temperaturen fest und ermittelt den wahrscheinlichen linearen thermischen Dehnungskoeffizienten des Betons.

(D 65)

FUGE ZWISCHEN BETONVERKLEIDUNG UND DEN SCHLUCHTWÄNDEN IN DER COGOTÍ-TALSPERRE

DEPARTAMENTO DE RIEGO, *Chile*

Bei dem Entwurf der Cogotí-Talsperre, einer Erdgeröll-Konstruktion mit einer wasserseitigen Verkleidung von Betonschichten, hat man besonderen Wert auf die Fuge zwischen dieser Verkleidung und den Schluchtseiten gelegt.

Der untere Teil dieser Fuge, an der Stelle, wo die Abhänge nur eine leichte Neigung aufweisen, ist in Abbildung 1 veranschaulicht.

Weiter oben, wo die Schluchtseiten nahezu senkrecht werden, hielt man die Konstruktion eines verschiedenen Fugentyps für notwendig (Abb. 2). Mit dieser Art Fuge gibt sich der Bericht hauptsächlich ab. Das "Departamento de Riego", dem das gesamte Entwässerungswesen in Chile untersteht, reicht dem Kongress diesen Bericht in der Hoffnung ein, um die gutachtliche Äusserung von Sachverständigen auf diesem Gebiete zu einer Verbesserung dieses Projektes zu verwerten.

**SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS**

WASHINGTON, D. C., 1936

**EINE UNTERSUCHUNG DER VERBLENDUNG VON
MAUERWERK- UND BETON-STAUMAUERN**

Generalberichterstatter: T. H. STANLEY

*Division of Rivers and Harbors, Corps of Engineers, U. S. War Department***ALLGEMEINES**

Die über die Verblendung von Mauerwerk- und Beton-Staumaueru vorliegenden Berichte enthalten äusserst interessante Angaben über die verschiedenen Methoden, die entwickelt wurden zur Verringerung oder Verhütung von Sickerung durch wasserseitige Verblendungen und zu deren Schutz gegen ungünstige klimatische Verhältnisse, hohe Temperaturschwankungen und Abschleifung durch Eis und Fels-trümmer. Zur Erlangung einer undurchlässigen Verblendung werden verschiedene Mittel oder Kombinationen angewandt, wie z. B. hoher Zement-gehalt des für die Verblendung verwandten Betons, Ausgiessen mit Asphalt oder ähnlichen Zusammensetzungen, Auftragung einer dünnen Zementmörtel-Verkleidung entweder mit der Hand oder mittels einer Verputzmaschine, metallische Verkleidungen oder Zwischenwände. Zum Schutz gegen Witterungseinflüsse, besonders Frost, wird es für wesentlich erachtet, eine möglichst undurchlässige Verkleidung zu erreichen und so die Einwirkung von wechselndem Frost- und Tauwetter zu verringern und zweitens, in den äusseren Verkleidungen frostbeständige Materialien zu verwenden, wie z. B. hochwertigen Beton, oder natürliche oder künstliche Steinblöcke.

Wenn man zunächst die zur Verringerung oder Verhütung der Sickerung angewandten Verfahren betrachtet, so scheint es, dass in Europa diesem Problem grössere Aufmerksamkeit geschenkt worden ist als in den Vereinigten Staaten. Die Verwendung von asphaltischen oder ähnlichen Zusammensetzungen ist allgemein. Diese können in einer oder mehreren Schichten heiss oder kalt aufgetragen und durch

[AUS DEM ENGLISCHEN ÜBERTRAGEN.]

Jute oder grobe Leinwand verstärkt werden. Solche Verkleidungen sind verhältnismässig billig und leicht aufzutragen; da sie jedoch Schäden durch Abschleifung ausgesetzt sind, sollten sie zur Gewährleistung ihrer dauernden Wirksamkeit geschützt werden. Herr J. Balomey, Schweiz, weist auf die Notwendigkeit einer sorgfältigen Auswahl der zu verwendenden asphaltischen oder bituminösen Zusammensetzungen und auf die Notwendigkeit eines Schutzes gegen Abschleifung hin, wenn die Wirksamkeit der Verkleidung gesichert sein soll. Herr P. D. Glebow, Russland, kommt in einem ausschliesslich bituminösen Materialien gewidmeten Bericht zu dem Schluss, dass bituminöse Matten als eines der besten Isoliermaterialien zum Schutze hoher Beton-Staumauern gegen die schädlichen Einwirkungen des Wassers empfohlen werden können und stellt fest, dass diese auch zur Konstruktion undurchlässiger Zwischenschichten für hohe Erddämme und Steinschüttdämme verwandt werden können. Mörtelverkleidungen wurden in Europa sehr oft zur Verhütung von Sickerung verwandt. Sie können entweder mit der Hand oder mittels einer Verputzmaschine aufgetragen werden und können einfach oder durch einen im Dammkörper sicher verankerten Metallschirm verstärkt sein. Im allgemeinen haben sich solche Verkleidungen als wirksam erwiesen, obwohl einige ernsthafte Fehlschläge, besonders an Mauerwerkdämmen, zu verzeichnen waren. Herr J. Balomey ist gegen die Verwendung von mit der Hand aufgetragenen Mörtelverkleidungen wegen ihrer strukturellen Schwäche und geringen Adhäsionsfähigkeit; bei Auftragung mittels Verputzmaschine und möglicher Verstärkung und Verankerung im Dammkörper hält er sie für sehr wirksam bei Beton- und Mauerwerkdämmen. M. Haegelen, Frankreich, stellt fest dass solche Verblendungen, mit oder ohne Verstärkung, obwohl sie sich bei Staumauern in niederen Höhenlagen als wirksam erwiesen, den ungünstigen klimatischen Verhältnissen in Gebirgen nicht widerstehen können und dass Risse und allgemeine Fehlschläge infolge der Ausdehnung und Zusammenziehung, sowie infolge der Frosteinwirkungen zu erwarten sind. Der Verwendung von hochwertigem Beton für die wasserseitige Verkleidung der Staumauern zur Verringerung der Durchlässigkeit wird von Ingenieuren immer grössere Aufmerksamkeit geschenkt. Mit besonderer Sorgfalt bei der Auswahl der Materialien und der Einführung und Bearbeitung des Betons, vorzugsweise mit Schüttelmaschinen, kann eine dichte und ziemlich undurchlässige Verkleidung erzielt werden. Herr Balomey betont die Bedeutung eines dichten, wasserfesten Betons an der Wasserseite der Staumauern, sowie die Notwendigkeit einer sorgfältigen Kontrolle der Baustoffe und der Einführung des Betons zur Gewährleistung einer frostbeständigen Oberfläche. Er beschreibt in seinem Bericht auch die in der Schweiz durchgeführten ausgedehnten Untersuchungen zur Feststellung, die Ursachen, die zur Beschädigung des Betons durch Frost führen, und der erforderlichen Verhütungsmassnahmen. M. Haegelen stellt fest, dass nach der gegenwärtigen französischen Praxis bei wasserseitigen Verkleidungen der Staumauern Beton mit hohem Zementgehalt verwandt wird und dass man dergleichen Beton im Falle sehr ungünstiger klimatischer Verhältnisse auch manchmal bei luftseitigen Verkleidungen verwendet. Dr. Heinrich Weigl, Österreich, ist ebenfalls der Ansicht, dass die Wasserseite durch eine Verblendung aus frostbeständigem Beton geschützt werden

sollte. Dr. K. Lossman und Herr J. Petzny, Tschechoslowakei, beschreiben in ihrem Bericht die bei dem Bau der Vranov Staumauer angewandten Methoden, wo eine Verkleidung aus undurchlässigem Beton von dem Dammkörper getrennt errichtet und der Zwischenraum von zwei Metern erst nach deren Abkühlung ausgefüllt wurde. Sie berichten, dass kein Frostschaden entstanden ist. Mehrere Methoden zur Erreichung einer absoluten Dichtung durch Metallverkleidungen oder Zwischenschichten sind ausgearbeitet worden, haben jedoch wegen der damit verbundenen hohen Kosten bisher wenig Anklang gefunden. Herr Iwan Iwanow, Bulgarien, ist der Ansicht, dass der sicherste Weg zur Wasserdichtmachung eines Schwergewichtsdammes in der Verwendung einer Metallverkleidung besteht, die sich aus ineinander übergreifenden Platten aus dünner Bronze oder Metall zusammensetzt, die von Wasser nicht angegriffen und unter Verwendung von bituminösem Kitt angebracht werden.

Der Schutz der Oberfläche einer Staumauer gegen Witterungseinflüsse ist von grösster Bedeutung, wenn diese sich in grosser Höhenlage befindet, wo Vorkehrungen gegen Frostschäden getroffen werden müssen. Infolge der Beschädigung des Betons durch Frost sind die Ingenieure mehr und mehr der Ansicht, dass selbst Beton mit hohem Zementgehalt der häufigen Abwechslung von Frost und Tauwetter nicht widerstehen kann, wenn er in nassem Zustande ohne Schutz diesen Einflüssen ausgesetzt ist. Von grösster Bedeutung bei irgendwelchen Schutzmassnahmen ist die Notwendigkeit der Verhinderung einer Sickerung durch diejenigen Materialien der Verblendung, die Frosteinflüssen nicht widerstehen können. Ein Verfahren, das in Europa bevorzugt zu werden scheint, besteht in einer Verblendung aus Natursteinen von entsprechender Dicke mit sorgfältig glattgestrichenen Fugen, um Durchsickerung zu verhindern. Herr Balomey stellt fest, dass die gegenwärtige Tendenz in der Schweiz dahin geht, beide Seiten von Schwergewichts-Betondämmen, trotz der damit verbundenen Kosten Verzögerung und Unannehmlichkeiten, mit einer dicken Verkleidung aus Naturstein-Mauerwerk zu versehen. M. Haegelen führt aus, dass bei Staumauern in grossen Höhenlagen die einzige bisher gefundene zufriedenstellende Lösung darin besteht, die Verblendung oder das zur Verhütung von Sickerung verwandte Mittel durch eine Mauerwerkverkleidung zu schützen und dass für die Luftseite entweder eine Verblendung aus Mauerwerk angewandt oder dass der der Oberfläche nahe Beton einen hohen Zementgehalt haben sollte. Professor D. Ludin, Deutschland, begünstigt die Verwendung von Mauerwerkverblendung oder gestampftem Beton. Herr G. S. Lalin bemerkt, dass in Schweden Mauerwerkverblendungen seit vielen Jahren üblich sind, dass aber die Meinungen der Ingenieure über ihre Wirksamkeit auseinander gehen. Er stellt fest, dass die Herstellung der Bruchsteinverkleidung mit grösster Sorgfalt geschehen muss und dass die sorgfältige Herstellung des dahinter liegenden Betons die wichtigste Vorbedingung zur Erzielung guter Ergebnisse ist. Verblendungen aus Kunststeinen aus hochwertigem, frostbeständigem Beton werden von manchen insofern als vorteilhaft angesehen, als die Blöcke einheitlich und in irgend einer gewünschten Grösse hergestellt werden können, zu ihrer Herstellung keine Spezialarbeit erfordern und schneller eingeführt werden können als Bruchsteine.

Es sind viele Variationen oder Kombinationen einzelner Mittel möglich zur Erzielung von Undurchlässigkeit und zum Schutz gegen Witterungseinflüsse. M. Haegelen führt an, dass die gegenwärtige Tendenz der französischen Technik hinsichtlich der Methoden zur Erlangung von Undurchlässigkeit bei Beton-Staumauern, dem in Frankreich im allgemeinen gebauten Typ, für die Verwendung von mittels Schüttelmaschinen hergestelltem Beton mit hohem Zementgehalt ist, und zwar in einer Tiefe von mehreren Fuss an der Seite der Staumauer entlang, ergänzt durch undurchlässige Zementverkleidungen, die an der Wasserseite mit der Verputzmaschine aufgetragen werden, durch Verwendung von bituminösen oder ähnlichen Verkleidungen oder eine Kombination beider Methoden. Bei Staumauern in grossen Höhenlagen sind die französischen Ingenieure dafür, die Wasserseite der Staumauer und die zur Verhütung von Sickerung verwandten Schutzschichten durch eine Mauerwerkverblendung zu schützen. Die Luftseite der Staumauer erfordert im allgemeinen keine besonderen Schutzmassnahmen, obwohl im Falle ungünstiger klimatischer Verhältnisse eine Mauerwerkverblendung angebracht oder der Beton an der Aussenseite mit einem höheren Zementgehalt versehen werden kann. Professor D. Ludin führt aus, dass in Deutschland Staumauern aus Bruchsteinmauerwerk, der bisher am meisten bevorzugte Typ, an der Wasserseite im allgemeinen durch eine dünne, wasserdichte Zementmörtel-Verkleidung geschützt sind, auf welcher zwei oder drei Schichten eines bituminösen Anstrichs aufgetragen werden, der seinerseits wieder durch eine Verblendung aus Mauerwerk oder gestampftem Beton geschützt ist. Diese Massnahmen werden ergänzt durch ein Netz von Drainageröhren, die ein oder zwei Meter von der Mauerseite entfernt eingelegt werden. Er bemerkt, dass, obwohl bisher in Deutschland meistens Talsperren aus Bruchsteinmauerwerk gebaut wurden, Beton in Zukunft doch der bevorzugtere Baustoff sein wird. In den Vereinigten Staaten werden die in Europa üblichen sorgfältigen Methoden nicht immer angewandt. Hier wird eine scharfe Kontrolle bei der Auswahl, Zubereitung und Einführung der Materialien ausgeübt. Bei wichtigen Konstruktionen wird im allgemeinen verlangt, dass der Beton an der Aussenseite der Staumauer einen grösseren Zementgehalt hat als der im Dammkörper und dass er gleichzeitig mit dem Beton im Innern der Talsperre eingeführt wird, um eine einheitliche Masse zu gewährleisten.

Die vorgelegten Berichte enthalten ausser einer Darlegung der zum Schutze der Aussenseiten von Talsperren in allgemeinen bevorzugten Methoden und einer Beschreibung der bei bestehenden Talsperren angewandten Verfahren auch Angaben über Untersuchungen über Temperaturkontrolle bei Beton und über Ursachen von Frostschäden an Beton. Herr G. A. Nielaender, Russland, legt einen interessanten Bericht vor über verschiedene Untersuchungen und Laboratoriumsforschungen über Beanspruchungen und Temperaturspannungen in Beton. Herr J. Balomey beschreibt in Teil V seines Berichtes Untersuchungen über Ursachen von Frostschäden an Beton und die gezogenen Schlussfolgerungen betreffs zu beachtender Erfordernisse zur Erlangung eines frostbeständigen Betons. Mr. W. J. E. Binnie, Grossbritannien, gibt eine Beschreibung des Konstruktionsplanes des "Jubilee Reservoir" in China, wo Vorkehrungen zum Schutze des Bauwerkes gegen Erdbeben getroffen werden mussten.

DISKUSSIONSVORSCHLÄGE

1. In welchem Ausmass und unter welchen allgemeinen Bedingungen können die gegenwärtig zur Wasserdichtmachung von Beton- und Mauerwerk-Talsperren angewandten Methoden als befriedigend erachtet werden, und welche Wege der Untersuchung und Forschung sind zwecks einer besseren Lösung dieses Problems einzuschlagen?

2. Witterungseinflüsse und die Notwendigkeit von Schutzmassnahmen.

ZUSAMMENFASSUNGEN DER BERICHTE

DER FRAGE V

(D 5)

DER WIDERSTAND DER BETON-OBERFLÄCHE VON MASSIVEN STAUMAUERN GEGEN RISSBILDUNG

NIELAENDER, U. S. S. R.

Abschnitt I gibt eine Beschreibung der Laboratoriumsversuche zur Feststellung der Widerstandsfähigkeit von Oberflächenschichten von jungem Beton (im Alter von 2–40 Tagen) gegen Rissbildung. Es wurden durch abwechselndes Einlegen in warmes (+40° C) und kaltes Bad (0° C) im Versuchskörper künstlich innere Spannungen erzeugt. Der Zeitpunkt der Rissbildung wird durch einen im Kern des Versuchskörpers einbetoniertes Teletensometer festgesetzt. Die Versuche haben erwiesen, dass der Widerstand der Oberflächenrisse nicht von der Festigkeit, sondern von der Plastizität des Betons bestimmt wird. Probekörper im Alter von 1–2 Tagen vertrugen ohne Rissbildung 3 mal so grosse Oberflächen-dehnungen als Probekörper aus demselben Beton im Alter von 6–7 Tagen.

Abschnitt II befasst sich mit der Untersuchung der in massiven Staumauern innere Spannungen (Oberflächenrisse) hervorrufenden Ursachen. Es werden angenäherte Berechnungsverfahren der Temperaturverteilung (Methode Schmidt) und der Temperaturdehnungen (Spannungen) gegeben. Die Eignung dieser Verfahren sowohl für die Anfangsperiode (bei Exothermie des Betons) als auch für normale Betriebsverhältnisse wird durch Gegenüberstellung der Ergebnisse der theoretischen Berechnungen mit den Beobachtungen an der Dneproproj-staumauer erwiesen. Zur Klärung der Einwirkung des Austrocknens und der Berieselung der Luftseite auf die Entwicklung der inneren Spannungen sind gegenwärtig besondere Versuche an der Dnjeprostrogstaumauer im Gange. Die vorläufigen Ergebnisse weisen auf eine vorherrschende Bedeutung des Temperaturfaktors für die Dehnungserscheinungen in der Oberfläche hin.

Es wird zur Vermeidung von Oberflächenrissen empfohlen, sowohl beim Entwurf als auch bei der Wahl der Bauweise die Temperaturverhältnisse der Stau-mauer sowohl für die Exothermieperiode als auch für normale Betriebsverhältnisse (nach der Abkühlung des Kerns) rechnerisch zu berücksichtigen.

(D 6)

UNTERSUCHUNG DER MAUERWERKVERBLENDUNG VON BRUCKSTEIN- MAUERWERK UND BETON-STAUMAUERN

BOLOMEY, Schweiz

Die Oberfläche der Talsperren muss durch besondere Verkleidungen geschützt werden.

Ein Asphaltanstrich, der Stößen ausgesetzt ist, ist nur von beschränkter Dauerhaftigkeit. Er muss aber auf alle Fälle gegen Temperaturschwankungen unempfindlich sein und vom Wasser nicht verändert werden können.

Mit der Hand aufgebracht Mörtylverputz löst sich oft in grossen Platten los und ist daher nicht empfehlenswert. Armierter Gunit zeitigt viel befriedigendere Resultate, kann jedoch einen nicht frostbeständigen Beton nicht schützen.

Eine wasserdichte Wand aus geschweisstem Metallblech, die durch eine starke Verkleidung von ungefrierbarem Beton oder von Mauerwerk geschützt wird, ist nicht leicht auszuführen und sehr kostspielig. In diesem Falle ist ein Asphaltanstrich mit asphalt-gesättigten Jutebändern von 5 bis 20 mm Stärke vorzuziehen, die direkt auf dem Beton aufliegen, von einem armierten Gunitverputz geschützt sind und auf solide Weise im Zentralmassiv verankert sind.

Eine wasserdichte Betonverkleidung von reichem Zementgehalt muss ungefrierbar sein und dem Angriff des Wassers standhalten können. Die Erfahrungen im Lausanner Laboratorium befähigen uns, Anleitungen zur Herstellung eines solchen Betons, der aber durch einen armierten Gunitverputz geschützt werden sollte, zu geben.

Der Schutz der Oberwasserseite der Sperre kann auch durch eine relativ dünne Verkleidung von Kunststeinen erzielt werden, sofern diese auf einer genügend dicken Schicht von nicht gefrierbarem Beton aufliegt. Eine Oberfläche aus Natursteinmauerwerk ist wassersseitig nicht vorteilhaft, anderseits wäre eine solche auf der Talseite anwendbar, da diese letztere nicht völlig undurchlässig zu sein braucht und zum grössten Teil aus Kleinsteinmauerwerk bestehen kann.

Die Undurchlässigkeit einer Mauerwerkstalsperre kann mittelst sorgfältigem Ausfugen oder durch einen armierten Gunitverputz erreicht werden.

(D 13)

EINE UNTERSUCHUNG DER MAUERWERKVERBLENDUNG VON BRUCHSTEINMAUERWERK- UND BETON-STAU MAUERN

HAEGELEN, *Frankreich*

In dem ersten Teil bespricht der Berichterstatter die an den in Frankreich errichteten Talsperren aus Bruchsteinmauerwerk und aus Beton gemachten Beobachtungen.

Eine grosse Anzahl dieser Bauten ist jedoch erst kürzlich errichtet worden, sodass die aus den Beobachtungen gezogenen Schlüsse noch nicht als endgültig angesehen werden können.

An der in mittelmässiger Höhe über dem Meeresspiegel liegenden, im Jahre 1926 in Betrieb genommenen Grande-Rhue-Talsperre ist festgestellt worden, dass der nicht armierte Cement-Aufspritz-Verputz auf der Wasserseite Frostschäden aufweist.

In den Pyrenäen ist an mehreren Talsperren, die in Höhen von über 1500 m über dem Meeresspiegel liegen, festgestellt worden, dass der Verputz aus Zementmörtel den klimatischen Einflüssen schlecht widersteht, selbst wenn er durch Armierungen verstärkt oder durch bituminöse Anstriche geschützt ist.

Demgegenüber scheint die an den Oule- und Artouste-Talsperren angewandte Lösung, die darin besteht, den Dichtungsabschluss mittels einer Verkleidung aus Bruchsteinen zu erreichen, voll befriedigt zu haben.

In einem zweiten Teil beschreibt der Berichterstatter die Verkleidungen, die für die Wasser- und Luftseite einiger kürzlich fertiggestellter Talsperren angewandt wurden, namentlich bei den grossen Talsperren bei Sarrans, Le Chambon, Marèges, Le Sautet und an der Bissorte-Sperre.

Am Schluss versucht der Berichtersteller die in Frankreich gegenwärtig herrschenden Tendenzen im Talsperrenbau folgendermassen zu definieren:

(a) *Wasserseite.*—Systematische Untersuchung der Zusammensetzung und Dichtigkeit des Betons, Vibrieren des Betons, Erhöhung des Zementgehalts im Mischungsverhältnis des Betons in den auf der Wasserseite liegenden Teilen der Talsperre, getrennte oder gleichzeitige Anwendung von Cement-Aufspritz-Verputz aus bituminösen Massen, Armierung des Verputzes.

• Bei hoch über dem Meeresspiegel gelegenen Talsperren: Anwendung von gemauerten Verkleidungen, die Frost und Temperaturwechsel aushalten.

(b) *Luftseite.*—Bei klimatisch schwer beanspruchten Talsperren: Erhöhung des Zementgehalts im Mischungsverhältnis des Betons in Nähe der Luftseite, oder sogar gemauerte Bruchsteinverkleidung.

(D 14)

EINE UNTERSUCHUNG DER MAUERWERKVERBLENDUNG VON BRUCH- STEINMAUERWERK- UND BETON-STAUMAUERN

BINNIE, *Grossbritannien*

Der 83.8 m über dem Flussbett errichtete Shing Mun-Damm liegt an der Küste von China.

In gewisser Beziehung ist er neuartiger Konstruktion, deren Anregung zum Teil auf den Bericht über die Reparatur des Ringedals-Dammes von Ch. F. Gröner, vorgetragen auf der skandinavischen Konferenz, zurückzuführen ist.

Der Damm ist ein zusammengesetzter Bau, bestehend aus 5 getrennten Teilen, welche alle so gebaut sind, dass sie sich unabhängig bewegen können, ohne die Stabilität des Dammes zu stören. Diese Teile sind:

A. Eine wasserundurchlässige Betonscheidewand, die sich bis zum massiven, fugenlosen Granit erstreckt, um das Durchsickern des Wassers zu verhindern. Diese Wand wurde 28.3 m über dem Niveau des Flussbettes errichtet; in dieser Höhe ist die Kluftspanne des Shing Mun 36.6 m, während die am Flussbett 12.2 m ist. Die Scheidewand ist von dem übrigen Dammbau durch eine senkrechte Fuge getrennt, besitzt aber sonst keine Fugen.

B. Die "Zwischenwand," die gliedartig aus getrennten, senkrechten Abschnitten, je 7.6 m breit, gebaut ist, ruht auf der Scheidewand, ist aber derart von ihr getrennt, dass eine kleine Drehung um die wagerechte Achse möglich ist; sie wird von Pfeilern mit einem Achsabstand von 3.8 m gestützt. Die Pfeiler geben, dadurch dass sie aus dem Gegenlager hervorspringen, den für Besichtigungszwecke nötigen freien Raum.

Die Abschnitte der Zwischenwand können sich, gegenüber den Stirnflächen der Pfeiler, auf denen sie ruhen, frei bewegen.

Einzelheiten der vorgesehenen Fugen sind angegeben.

C. Der die Zwischenwand stützende Betonbau, das "Gegenlager" genannt, ist mit Treppen und Besichtigungsstollen versehen, die den Zugang zum unteren Teil der Abschnitte der Zwischenwand ermöglichen. Der Wasserdruck auf der Stirnfläche der Zwischenwand wird durch das "Gegenlager" auf die übrigen Teile des Dammes übertragen.

D. Hinter dem "Gegenlager" ist eine Gesteinschüttung vorgesehen, deren Wasserseite aus Bruchstein gebunden mit Zementmörtel besteht.

E. Es entsteht so zwischen dem "Gegenlager" und der Gesteinschüttung ein dreieckiger Raum, der mit trockenem, grobkörnigem, rundem Sand gefüllt ist,

um zwischen dem "Gegenlager" und der Gesteinschüttung, im Falle einer gegenseitigen Bewegung, enge Berührung zu sichern.

F. Der Bericht gibt die Gründe an, welche zu dieser besonderen Konstruktion Anlass gaben, nämlich:

- a) Vermeidung der Rissbildung durch Schrumpfung oder Temperaturwechsel.
- b) Wirtschaftlich vorteilhafte Konstruktion.

(D 19)

DIE WASSERDICHTHEIT DES MAUERWERKES UND DER VERKLEIDUNGEN VON BETONTALSPERREN

WEIGL, *Österreich*

Von den drei Talsperren, welche die österreichischen Bundesbahnen anlässlich der Elektrifizierung des westlichen Bahnnetzes errichteten, wies die als letzte erbaute Staumauer am Tauernmoosboden des Stubachkraftwerkes bereits beim ersten Anstau geringe, unbedenkliche Wasserdurchsickerungen auf; dieselben gaben Veranlassung, die Ursache von Wasserdurchlässigkeit des Betonmauerwerkes und der Bruchsteinverkleidungen nicht nur in diesem besonderen Fall, sondern auch im Allgemeinen zu erforschen.

Nach einer Beschreibung der Beobachtungen werden die in Betracht kommenden möglichen Wege des Wassers durch den Sperrenkörper einer Beurteilung unterzogen; die Erwägungen, welche auch auf den Aufbau der einzelnen Sperrenteile und auf die Zusammensetzung des Betons eingehen, stützen sich auf die Beobachtungen am Bauwerke selbst von der Errichtung bis in die jüngste Zeit, sowie auf die planmässig vorgenommenen Versuche an Probekörpern und an der Sperre.

Als Ergebnis der Untersuchungen wird festgestellt, dass der Arbeitsvorgang bei der Herstellung des wasserseitigen Verkleidungsmauerwerkes auf die Betonierung hemmend wirkte und die Anordnung vieler dünner, wagrechter Betonlamellen mit zahlreichen, schwierig zu behandelnden Arbeitsfugen bedingte, und dass die hierbei auftretenden und schwer zu bekämpfenden Fehlerquellen in ursächlichem Zusammenhang mit den Undichtheiten stehen; es wird jedoch nachgewiesen, dass die getroffenen Massnahmen unter den gegebenen Verhältnissen als vollkommen ausreichend bezeichnet werden können, um ein für praktische Zwecke vollkommen dichtes Mauerwerk mit unbeschränkter Bestanddauer zu erhalten. Am Bauwerke selbst wurde erhoben, dass die mit besten Baustoffen und grosser Sorgfalt hergestellte Bruchsteinverkleidung nicht Anspruch auf Wasserdichtheit erheben kann, weil der Arbeitsvorgang des Mauer- und Verfugmörtels ebenfalls Fehlerquellen in sich birgt, deren Einfluss wohl eingedämmt, jedoch nicht ausgeschaltet werden kann.

Es empfiehlt sich daher, bei künftigen Bauten ähnlicher Art, die Zahl der Arbeitsfugen dadurch möglichst gering zu halten, dass Betonschichten von grosser Höhe in einem ununterbrochenen Arbeitsgange hergestellt werden; die allfällige Verkleidung an der Wasserseite könnte vorteilhafterweise durch einen sorgfältig zusammengesetzten, frostbeständigen und ohne Trennungsfugen hergestellten Vorsatzbeton oder durch Betonformsteine mit entsprechend grossen und geeigneten Abmessungen bewirkt werden. Bei Verwendung von Bruchsteinverkleidungen an der Wasserseite wäre Sorge zu tragen, dass dieselben vor oder nach der Betonierung des Sperrenkörpers ausgeführt werden können, wobei eine gegenseitige Hemmung der Arbeitsvorgänge vermieden werden muss.

VERWENDUNG VON BITUMINÖSEN STOFFEN BEIM BAU VON TALSPERREN

GLEBOV, U. S. S. R.

1. Das Bitumen, das einen überaus wasserdichten und wasserbeständigen Baustoff darstellt, kann mit Erfolg zum Schutz des Betons in massiven, den Deformationen nicht unterworfenen, Bauwerken verwendet werden. Bei ungleichmässiger Bauwerksetzung, Entstehung von Rissen u.s.w. wird die dünne isolierende Bitumenschicht zerstört, und daher kann bei solchen Verhältnissen die Verwendung von Bitumen nicht empfohlen werden. Bei aufliegendem Bitumenanstrich muss die Isolierschicht vor den Stössen schwimmender Körper und den Niederschlägen feiner Anschwemmungen geschützt werden, da sie sonst unter solchen Umständen beschädigt werden könnte.

2. Die Bitumen-Matte (von der Firma Bauunion als "Kattelastik" benannt) besitzt eine hohe Wasserdichtigkeit, Elastizität, Festigkeit, Wasserbeständigkeit, und bei entsprechender Wahl der Zusammensetzung der aufliegenden Masse ist sie temperaturwiderstandsfähig und bereitet keine Schwierigkeiten während der Arbeit. Daher kann die Bitumen-Matte als eine der besten Isolierstoffe für den Schutz von Staudämmen gegen den schädlichen Einfluss des Wassers empfohlen werden; sie kann auch mit Erfolg für die Errichtung wasserdichter Schirme für hohe Staudämme der Massenschüttungen verwendet werden. In allen Fällen muss die Bitumen-Matte von Stössen und namentlich von Niederschlägen feiner suspendierter Schwemmstoffe, welche beim Austrocknen eine Kruste bilden, geschützt werden.

3. Asphalt Baustoffmischungen (Asphalt-Beton und Sand-Asphalt) besitzen eine hohe Wasserdichtigkeit, nötige Festigkeit, Elastizität und gutes Haftvermögen an hydraulischem Beton, Sie können nicht nur als Isolierstoffe, sondern auch als Grundbaustoffe beim Bau elastischer, auf weichem Boden aufzubauender Staumauerteile benutzt werden; als Beispiel hierfür dient die Staumauer und die hydroelektrische Kraftanlage auf dem Flusse Swir.

4. Das Asphalt-Bindemittel, welches im erwärmten Zustande eine zähe, dichte, fließende Masse darstellt, kann für den Bau des wasserdichten Kernes von Staumauern und bei Schüttdämmen empfohlen werden; dabei muss der aufzufüllende Raum mit Wänden abgeteilt werden.

5. Die Laboratoriumversuche zwecks Bitumenisierung an Steinbruchmischungen und Ziegelmauerwerk gestatten den Charakter der Ausfüllung grosser Höhlungen und feiner Risse festzustellen und einige Konstanten und Faktoren zu ermitteln, welche für wärmetechnische Berechnungen bei der Einspritzung des geschmolzenen Bitumens durch die Rohrleitungen erforderlich sind.

UNTERSUCHUNG DER VERBLENDUNG VON BRUCHSTEINMAUERWERK- UND BETON-STAUMAUERN

LOSSMAN UND PETZNY, *Tschechoslowakei*

Die 55 m hohe Talsperre bei Vranov am Thayafusse ist eine Schwergewichtsmauer aus Gussbeton. Im Querschnitte ist der innere Raum mit beton P. 264,9, P. 221, und P. 200 ausbetoniert und die Aussenflächen sind mit einem Betonmantel P. 331.5 kg versehen, um den Damm widerstandsfähig gegen Wetter- und sonstige Einflüsse und die Wasserseite ausserdem wasserdicht zu machen. Die Betonierung erfolgte in 1.50 m hohen Schichten, die in der Querprofilebene

T Form aufweisen. Hinter dem 2–3 m starken wasserseitigen Dichtungsmantel P. 331.5 kg wurde ein ca 2 m breiter Belüftungsschlitz freigelassen, welcher immer erst nachträglich ausbetoniert wurde, bis der dichtende Betonmantel ca 7.5–10 m hochgeführt war, so das der Mantel auskühlen konnte.

Die Dilatationsfugen wurden in einer Entfernung von 14.60–15.60 m angeordnet, nur beim Block vor dem Elektrizitätswerk betrug dieselbe 27 m.

Die Entfernung der Dilatationsfugen von ca 15 m wurde auf Grund von Erfahrungen an gebauten Sperren gewählt und ausserdem für den verwendeten Beton nach den Gleichungen von Engesser-Kammüller kontrolliert. Durch Messungen wurde das Arbeiten der Dilatationsfugen infolge Temperatur und das Öffnen infolge Schwinden festgestellt.

Risserscheinungen wurden 1–2 Jahre nach Fertigstellung beobachtet. Im 27 m langen Block entstanden 2 Risse in ca 8–12 m Entfernung vom Rand, ohne sich ins Innere der Mauer fortzusetzen. Bei weiteren fünf 14–15 m langen Blöcken konnten nach 1–2 Jahren an der Luftseite Risse, in der Mauerquerprofilebene gelegen, festgestellt werden. Lokale unbedeutende Risserscheinungen entstanden an der Wasserseite über dem Stauspiegel im Winter wohl infolge lokaler Temperaturdifferenzen. Alle diese Risserscheinungen sind auf Temperatur- und Schwindwirkung zurückzuführen und haben keinen Einfluss auf die Wasserdichtigkeit noch auf die Sicherheit der Talsperre. Die Art der Betonierung hat sich also bewährt.

Jede Dilatationsfuge wurde an der Wasserseite mit einer 15 mm starken aus Rhenabit und Rhenasbest bestehenden und durch eine Eisenbetonplatte geschützten Dichtungsschicht, zugedeckt. Als zweite Abdichtung ist in jeder Dilatationsfuge ein Asfaltschicht 20/20 cm vorgesehen. Während des Höchststaus betrug die gesamte Sickerwassermenge 1.2 l/sec.

Die Deformationen der Mauer werden an Senkeln abgelesen. Es wird dabei die Verschiebung optisch vergrößert und dann gemessen oder es wird nach Prof. Semerád die Lage des Senkels mikrofotografisch aufgenommen. Ferner findet eine Einmessung von Mauerpunkten durch Triangulation statt. Die Durchbiegung während des Höchststaus betrug . . . 5.77 mm.

Die relative Verschiebung der Blöcke in der Dilatationsfuge wird mit Mahr'scher Uhr an in Dreiecksform einbetonierten Bolzen gemessen. Die Dilatationsfugen öffnen sich nicht nur infolge Schrumpfung und Auskühlen des Betons, sondern arbeiten ständig auch weiterhin bei Temperaturänderungen.

Während des bisherigen Betriebes war die Vranov-Talsperre Frösten und sonstigen Einflüssen ausgesetzt; sie weist keine wie immer gearteten Schäden auf. Dieser Erfolg ist der angewendeten Betonierungsart, der Umhüllung der Mauer mit wetterfestem Beton und auch der Anordnung der Dilatationsfugen im Abstände von 15 m zuzuschreiben.

(D 45)

GESTALTUNG UND BEWÄHRUNG DER AUSSENFLÄCHEN DER IN DEUTSCHLAND ERBAUTEN STAUMAUERN

LUDIN, *Deutschland*

Von den 74 Talsperren Deutschlands (über 15 m Höhe) sind 59 Gewichtsstaumauern und von diesen sind die Erfahrungen an 48 zu diesem Bericht verarbeitet. Die Hauptergebnisse sind in einer Tabelle Abbildung 1 zusammengestellt.

Weitaus die meisten Gewichtsstaumauern Deutschlands bestehen aus Bruchsteinmauerwerk, darunter auch sehr neue (1932); nur 10 darunter, allerdings die 2 höchsten, sind in neuzeitlicher Betonbauweise hergestellt.

Die vielfach mit Trasskalk oder Zementtrasskalkmörtel ausgeführten *Bruchsteinmauern* sind auf der *Luftseite* vielfach ohne besonderes Verblendmauerwerk ausgeführt und nur gleich solemem sorgfältig mit Zementmörtel verfügt, was sich bewährt hat.

Die *Wasserseite* der Bruchsteinmauern ist überwiegend nach einem besonderen, auf Prof. Intze zurückgehenden System geschützt, dessen Hauptbestandteile sind:

(1) Ein in 2 Schichten aufgebrachtener wasserdichter Mörtelputz von 25–30 mm Stärke,

(2) Ein 2–3-facher bituminöser Schutzanstrich auf diesem Putz,

(3) Ein aus Bruchsteinmauerwerk oder Stampfbeton hergestellter Schutzmantel von 0,6 bis 0,8 m Mindeststärke vor dieser Dichtungsschicht, mit der Mauer selbst durch unterschrittene senkrechte Verzahnung verbunden,

(4) Ein Netz von Dränageröhren in 1–2 m Abstand hinter der Dichtungsschicht mit Ableitung nach dem luftseitigen Mauerfuss.

Die Dränage der Luftseite hat sich als überflüssig erwiesen.

Dieses System hat sich im allgemeinen sehr gut bewährt. Neuerdings sind aber auch gute Erfahrungen mit einer sparsameren Bauweise: Dichtungsschicht von 40 mm starkem Schleuderputz 1 : 3 und 10 mm Handputz 1 : 2 und 1 : 1 ohne Schutzmantel gemacht worden. Bei sehr aggressivem Wasser ist neuerdings auch ein bezüglich Dichtung sehr gelungener Versuch mit Verkleidung durch gesinterte Steinzeugplatten gemacht worden.

Wenn auch die letzte grosse Bruchsteinmauer in Deutschland erst 1932 vollendet wurde, scheint doch für weitere grosse Staumauerbauten nur noch die Betonbauweise Aussicht auf Anwendung zu haben.

Die 7 neuzeitlichen *Betonstaumauern* Deutschlands zeigen eine rasche Entwicklung, die von der genauen Übertragung der Bauweise der Bruchsteinmauern (Schwarzenbach, Baubeginn 1922) mit luftseitiger Natursteinverkleidung und wasserseitigem Dichtungsputz mit Betonschutzmantel ausgeht. Von da führt sie über einige im Endergebnis gelungene Ausführungen mit luft- und wasserseitigem Schleuderputz (Torkret), eine weniger befriedigende, mit einheitlichem, dichtem Beton zu zwei besonders erfolgversprechenden mit wasserseitigem, bezw. beiderseitigem, hochwertigem Vorsatzbeton hinter Stahlschalung (Agger und Zillierbach).

Die Dränage der Wasserseite ist bei den deutschen Betonmauern auch bis in die neueste Zeit mit wenigen Ausnahmen beibehalten, wirksam und daher auch als zweckmässig zu bezeichnen. Sie wird neuerdings mit annähernd waagerechten (statt lotrechten) Saugersträngen angeordnet und aus grobporigen Kunststeinen mit röhrenförmigen Aussparungen hergestellt.

Der sicheren Abdichtung und einwandfreien Entwässerung der Oberfläche der Mauerkrone ist höhere Beachtung zu schenken, als es bisher oft geschehen ist, weil von hier aus häufig Vernässungen und Frostschäden des Kernmauerkopfes ihren Ausgang nehmen.

(D 49)

BRUCHSTEINMAUERWERK-VERKLEIDUNG AN BETON-WASSERBAUTEN

LALIN, Schweden

Der Verfasser erwähnt, dass man in Schweden eine Rundfrage an die Besitzer verschiedener grösserer Dammbauten über ihre Erfahrungen mit Bruchsteinmauerwerkverkleidungen gerichtet hat. Aus den Antworten auf diese Rundfrage kann man alle Ansichten über den Wert von Steinverkleidungen entnehmen von vollständiger Verurteilung bis zur lebhaftesten Wertschätzung. Danach werden

die Aufgaben genannt und kritisch geprüft, denen eine Bruchsteinmauerwerkverkleidung zu dienen hat. Das Schlussergebnis ist, dass Bruchsteinmauerwerkverkleidungen als Schutz gegen mechanische Schäden und als Schutz gegen Temperaturschwankungen Wert haben. Es wird jedoch hervorgehoben, dass der Wert der Verkleidungen in diesem Falle in hohem Grad von der Qualität der Ausführung abhängig ist. Eine Verkleidung kann von Nutzen sein, wenn sie gut ausgeführt ist; sie kann aber auch bei schlechter Ausführung schädlich sein. Es wird hervorgehoben, dass auch eine unverkleidete Betonfläche guten Widerstand gegen Wasserströmung leisten kann. An einem Beispiel (siehe Aufnahme) wird gezeigt, dass schlechter Beton in strömendem Wasser zerfällt und dass guter Beton sehr widerstandsfähig ist.

Die Zerstörungsprozesse an einer Bruchsteinmauerwerkverkleidung werden durch Anführung von 4 verschiedenen Typenfällen klargelegt. Diese treten in der Praxis selten je für sich auf, sondern in Vereinigung mit einander. Zum Schluss wird über das Verfahren, eine gute Bruchsteinmauerwerkverkleidung zu erhalten, Bericht erstattet; es wird darauf hingewiesen, dass Genauigkeit bei der Ausführung des Betonmauerwerks unmittelbar hinter der Verkleidung die wichtigste Voraussetzung eines guten Ergebnisses ist.

(D 60)

MAUERVERKLEIDUNG VON BRUCHSTEINMAUERWERK- UND BETONSTAUMAUERN

IWANOW, *Bulgarien*

Der Verfasser betont die Wichtigkeit der Verkleidung der Staumauer, speziell auf der Wasserseite, die als Schutz gegen Frostschaden und zerstörende Einwirkung des aggressiven Stauwassers dient.

Auf Grund der bis jetzt gemachten Erfahrungen auf dem Gebiete des Talsperrenbaues in Hochgebirgszonen, spricht er die Meinung aus, den Mauerkörper bei massiven Talsperren aus Beton mit wenig Zement herzustellen, dagegen die Dichtung auf der Wasserseite so auszubilden, dass das Talsperrenwasser nicht in das Innere der Mauer eindringen und in Kontakt mit dem Material des Mauerkörpers kommen kann.

Ein sicheres und zuverlässiges Verfahren zum Dichten und Isolieren der Talsperrenwasserseite sieht er in dem von Dr. Link für die Talsperre Beli-Isker in Bulgarien gemachten Vorschlag, die Isolierung mittels dünnem Kupferbronzeblech, aufgeklebt auf der ganzen Wasserseite der Talsperre, auszuführen.

(D 66)

IN ITALIEN MEIST ANGEWANDTE METHODEN ZUR DICHUNG UND ZUM SCHUTZE DER VERKLEIDUNG VON MAUERWERK-STAUMAUERN *

TESTA, *Italien*

Italien bietet interessantes Material für die Beobachtung von Staumauern, da es eine grosse Anzahl von Mauerwerk- und Beton-Konstruktionen besitzt, die sich in Lagen von nahezu Meereshöhe bis zu mehr als 2 500 m über dem Meeresspiegel befinden, und so den verschiedensten klimatischen Verhältnissen ausgesetzt sind.

* Dieser Bericht wurde zu spät für Berücksichtigung in dem Generalbericht eingesandt.

Die an der Wasserseite von Staumauern am häufigsten zu Dichtungs- und Schutzzwecken angewandten Verfahren sind folgende:

- a) Putzverkleidung
- b) Stein- und Zementmörtel-Verblendung
- c) In sich fester und dichter Beton
- d) Betonmantel
- e) Metall-Schutzverkleidung.

Dichtungsanstriche, meist aus einer bituminösen Anstrichmasse, wurden auch auf der Wasserseite angewandt, erfordern jedoch häufige Erneuerung.

Das Verputzen der Wasserseite ist das in Italien am häufigsten angewandte Abdichtungsverfahren. Der 2 bis 5 cm dicke Verputz wird mit der Hand oder im Schleuderverfahren aufgetragen und ist in vielen Fällen durch Metallgeflechte verstärkt. Wenn die Arbeit gut ausgeführt ist und klimatische Bedingungen günstig sind, sind zufriedenstellende Ergebnisse gesichert. Jedoch wegen des Abschleifens durch Eis oder des Springens und LoslöSENS infolge thermischer Einwirkungen und Bewegungen der Staumauer ist Verputz für Staumauern, die höher als 1 500 m liegen, nicht zu empfehlen.

Mit Betonmörtel abgedichtete Bruchsteinverblendungen bieten einen ausgezeichneten Schutz gegen äussere Einflüsse, besonders gegen die Einwirkung des Eises, sind aber nicht zur Gewährung von Wasserdichtigkeit geeignet. Ein guter Dichtigkeitsgrad wurde erreicht, indem man das Mauerwerk unmittelbar hinter der äusseren Verblendung unter Druck aussog.

Bei dem Bau jüngerer Betonsperren wurde Wasserdichtigkeit durch genaueste Beachtung der granulometrischen Zusammensetzung und des Wasserzementfaktors des an der Wasserseite verwandten Betons erreicht.

Die bis jetzt in Italien verwandten Betonschutzmäntel sind alle von dem Vielbogentyp und sind in den Mauerwerkskörper der Staumauer eingelassen. Bei der Ceresole Reale—Staumauer haben die Mantelbögen einen konstanten äusseren Radius von 2 m und einen inneren Radius zwischen 1,5 m oben und 1 m unten. Der Winkel des äusseren Bogenringes ist 140°, und vertikale Schrumpfungsfugen befinden sich 20 m voneinander und sind bei den Bogenkämpfern angebracht. Diese Anordnung schützt die Seite der Staumauer vor direkter Berührung mit dem Wasser, ist aber sehr teuer. Zufriedenstellende Resultate sind sicher, wenn der Betonmantel fest und undurchlässig ist und wenn der Mantel sich den Deformationen der Staumauer anpasst, ohne Risse zu bilden.

An zwei italienischen Staumauern wurden Metall-Schutzmäntel angebracht. Der eine an der Diavolo-Staumauer besteht aus 2 mm starken und 2 x 1 m grossen, reinen Eisenplatten, die elektrisch zusammengeschweisst wurden. Die Metallmäntel schützen, wie diejenigen aus Beton, die Staumauer vor direkter Berührung mit dem Wasser, sind aber dichter und im allgemeinen billiger.

SECOND CONGRESS**ON LARGE DAMS**

WASHINGTON, D. C., 1936

**GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNG VON
FUNDAMENTSTOFFEN**

Generalberichterstatter: IRVING B. CROSBY

*Consulting Geologist***ALLGEMEINES****EINLEITUNG**

Das äusserst umfangreiche Gebiet der Frage VI, "Geotechnische Untersuchung von Fundamentstoffen" umfasst geologische Studien von Talsperrengeländen, geophysikalische und andere Hilfsmittel für derartige Untersuchungen, Bodenmechanik und weitere Anwendung von Physik und Chemie auf die Fundamentstoffe, sowie Methoden zur Behandlung ungünstiger Verhältnisse. Von den 11 eingereichten Berichten behandeln einige eine oder mehrere Seiten dieser Frage nach besonderen Gesichtspunkten, während andere das ganze Problem erfassen. Verschiedene Berichte geben aktuelle Beispiele für in Talsperrengeländen angetroffene Verhältnisse, sowie Mittel zu deren Untersuchung und Wege, wie solchen Verhältnissen zu begegnen ist.

Drei der Berichte (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead, und D 57, Mead) behandeln besonders die geologische Untersuchung von Talsperrengeländen. Zwei Berichte (D 7, Schlumberger, und D 46, Sundberg) sind hauptsächlich der Anwendung geophysikalischer Methoden bei der Untersuchung von Talsperrengeländen gewidmet und geben Beispiele für die Anwendung dieser Methoden und die erzielten Ergebnisse. Ein Bericht (D 54, Olsson) beschränkt sich auf die Beschreibung einer Vorrichtung zur Entnahme ungestörter Bodenproben. Zwei Berichte (D 21, Morokawa und Iwaoka, und D 36, Drouhin und Martin) geben durch ins Einzelne gehende Erörterungen

[AUS DEM ENGLISCHEN ÜBERTRAGEN.]

Methoden und Probleme geotechnischer Untersuchungen, sowie Verhältnisse, auf die man bei verschiedenen Talsperren stiess; ausserdem erklären sie die Untersuchungs- und Prüfungsmethoden, sowie die Art and Weise, wie man bei ungünstigen Verhältnissen Abhilfe schaffte. Drei der Berichte (D 35, Grischin, D 37 Ehrenberg und Tiedemann, und D 63, Pagliaro) erörtern verschiedene Seiten dieser Frage, legen aber den Hauptwert auf chemische und physikalische Untersuchungen und auf die Bestimmung der Eigenschaften der Fundamentstoffe. In diesen drei Berichten werden auch bei ungünstigen Verhältnissen anzuwendende Methoden ausführlich dargelegt.

GEOLOGISCHE UNTERSUCHUNG VON TALSPERRENGELÄNDEN

Die Notwendigkeit geologischer Untersuchung als erster Schritt zur Erforschung der Fundamentstoffe eines Talsperrengeländes wird in den Berichten (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; D 21, Morokawa und Iwaoka; D 35 Grischin; D 37, Ehrenberg und Tiedemann; D 57, Mead; und D 63, Pagliaro) zum Ausdruck gebracht, und die Bedeutung dieser Untersuchungen, sowie die Notwendigkeit der Zusammenarbeit zwischen Geologe und Ingenieur wird betont. Lugeon betont die Bedeutung der Auswahl eines erfahrenen Geologen für diese Aufgabe und die Notwendigkeit, ihn bei diesen wichtigen, grundlegenden Forschungen nicht durch wirtschaftliche Rücksichten zu behindern.

Eine geologische Untersuchung eines Talsperrengeländes beginnt mit einer eingehenden geologischen kartographischen Aufnahme des Gebietes, wonach man es in geologische Abschnitte einteilt und manchmal durchsichtige Modelle herstellt. Versuchsgruben und Bohrlöcher, besonders Kernbohrungen waren seit langem wertvolle Werkzeuge des Geologen; die Anlage der Versuchsgruben und Bohrlöcher, sowie die Untersuchung der Bodenproben und Bohrkerne und die Feststellung anderer Daten ist ein wichtiger Teil dieser Arbeit. Erst kürzlich wurden geophysikalische Methoden anerkannt, die sich bei den Vorarbeiten zur Untersuchung von Talsperrengeländen als äusserst wertvoll erwiesen. Wasserdruck-Proben in Bohrlöchern geben oft wertvolle Aufschlüsse über die Felsenverhältnisse.

Die durch diese Methoden und Werkzeuge gefundenen Daten lösen noch nicht das praktische Problem, sondern müssen zueinander in Beziehung gebracht und richtig ausgewertet werden. Während die Gewohnheit der Erlangung geologischer Aufschlüsse über die Fundamentstoffe von Talsperrengeländen allgemein verbreitet ist, besteht doch die Gefahr, dass die besten Resultate verloren gehen können, wenn übersehen wird, wie wichtig es ist, die Untersuchungen von einem Geologen mit reicher Erfahrung und grossem Urteilsvermögen, mit vollkommener Freiheit in der Anwendung erforderlich erscheinender Methoden und Hilfsmittel, ausführen zu lassen. Nur auf diese Weise kann die beste Analyse der Untergrundverhältnisse gewonnen und eine nützliche Anwendung auf praktische Probleme ermöglicht werden. Die Daumenregelmethoden können für diese Arbeit nicht angewandt werden und die Verallgemeinerung und Klassifizierung als Gesetze allgemeiner Anwendbarkeit stellen eine Gefahr dar, vor der gewarnt werden muss. (D 8, Lugeon.)

Einige Verfasser empfehlen Methoden zur Tabellarisierung der Eigenschaften der Felsen. Eine Klassifizierung von Felsen und nicht fester Formationen hinsichtlich ihrer Wasserdurchlässigkeit, Druckfestigkeit und des Widerstandes gegen Verwitterung wird von Pagliaro angeführt, und Ehrenberg und Tiedemann haben versucht, die Formationen gemäss der bei ihrer Ausgrabung sich einstellenden Widerstände zu klassifizieren. Die Verwendung einer physikalischen Konstanten für verschiedene Gesteinsarten und ein Brech-Modul für Felsen werden von Grischin erörtert.

Kurze Beschreibungen typischer Verhältnisse der verschiedenen Felsarten an Talsperrengeländen werden gegeben: vulkanische und metamorphische Gesteine, Sandstein, Kalkstein, Schiefer, glaziale und alluviale Ablagerungen. Die Tragfähigkeit und Scherfestigkeit Durchlässigkeit und Verwitterung dieser Formationen werden erörtert. Die Bedeutung von Faltungen und Fugenrissen, sowie die besonderen Probleme für Kalkstein und Schiefer werden ebenfalls erklärt (D 8 Lugeon; D 15, Bromehead; D 57 Mead). Es wird auf die Gefahren alter, unter glazialen Ablagerungen begrabener Täler aufmerksam gemacht (D 15, Bromehead), und wo das Talsperrengelände von früheren Ablagerungen unterlaufen ist, ist eine besondere Untersuchung auf Sickerungsmöglichkeit unter der Talsperre hindurch erforderlich (D 35, Grischin; D 37 Ehrenberg und Tiedemann; D 57, Mead).

Die geologischen Verhältnisse, Untersuchungsmethoden und -Mittel, sowie Geländeverbesserungen werden für sechs Talsperren beschrieben: zwei in Japan, eine in Russland und drei in Algier (D 21, Morokawa und Iwaoka; D 35, Grischin, D 36, Drouhin und Martin). Die Beschreibungen der Verhältnisse bei diesen Talsperren zeigen klar einige der von anderen Verfassern mehr allgemein behandelten Probleme.

Besondere Massnahmen waren bei dem Senzu Schwergewichts-Betondamm, in Japan der auf gefaltetem Schiefer und Sandstein errichtet ist, zur Verhütung von Sickerung und Auftrieb erforderlich. Bei der auf zwischengelagertem Schiefer und Sandstein errichteten Beni-Bahdel Bogen-Talsperre in Algier, wo ausserdem einige Gründungsteile nicht sehr widerstandsfähig sind, wurden Versuche angestellt und besondere Massnahmen zur Verhütung von Rutschungen und Verlagerungen des Schiefers während der Ausgrabungen getroffen. Der Bou-Hanifia-Schütt-Damm in Algier ruht auf kreuzweise gelagerten Sanden und Sandsteinen, die von Mergel unterlagert sind, und das Ganze ist von Faltungen durchzogen. Versuche und Gelände-Korrekturmassnahmen zur Verhinderung von Sickerung, Grundbrüchen und Senkungen werden beschrieben. Bei dem Ghrib-Schüttedamm in Algier, der auf über einer Mergelschicht gelagertem weichem durchlässigem Sandstein errichtet ist, waren besondere Untersuchungen und Vorsichtsmassnahmen erforderlich. Die russische Kamyschin-Beton-Schergewichtstalsperre an der Wolga ruht auf sedimentären Formationen aus Diatomenerde, Sandstein, Sand und Lehm. Sehr gründliche Untersuchungen wurden mit Hilfe von Bohrungen, Versuchsschächten, Caissons usw. durchgeführt und Forschungen zur Bestimmung der Durchlässigkeit, Tragfähigkeit und anderer Faktoren wurden an der Baustelle und in Laboratorien durchgeführt. Der Sedai Erddamm in Japan ruht auf gesplittetem

Quarztrachit; auf der rechten Uferseite jedoch befinden sich Kiesbänke. Feld-Durchlässigkeitsproben wurden angestellt, und die zur Verhütung von Undichtigkeiten getroffenen Massnahmen werden beschrieben.

Diese Beispiele, alle in sedimentären Formationen, einschliesslich Felsen und Böden geben die gegenwärtigen Erfahrungen unter verschiedenen Verhältnissen wieder und zeigen, welche Untersuchungsmethoden vorteilhaft waren und welche zur Beseitigung ungünstiger Geländebeziehungen sich als erfolgreich erwiesen. Der Beitrag solcher Beispiele zur technischen Literatur mit den nötigen Einzelheiten ist höchst wünschenswert.

HILFSMITTEL ZUR GEOLOGISCHEN UNTERSUCHUNG VON TALSPERRENGELÄNDEN

Versuchsgruben, Beobachtungsschächte und geophysikalische Methoden sind wertvolle Hilfsmittel des Geologen bei der Erforschung von Talsperrengeländen, viel besser jedenfalls als getrennte Untersuchung. Die meisten Berichte erwähnen die Notwendigkeit solcher Methoden bei der Untersuchung von Talsperrengeländen. Kernbohrungen werden von Sundberg und Mead erörtert, und letzterer zeigt die Vorteile grosser Bohrlöcher, durch die der Geologe Felsenuntersuchungen vornehmen kann. Eine Vorrichtung zur Entnahme ungestörter Bodenproben bei nicht festen, zusammenhängenden Formationsstoffen, ohne die Einführung eines Behälters, wird von Olsson beschrieben. Die Verwendung von Beobachtungsgruben, Stollen und Caissons zur Erlangung besserer Aufschlüsse über die Felsenverhältnisse, als dies durch Bohrungen möglich ist, wird von verschiedenen Verfassern (D 8, Lugeon; D 35, Grischin; D 36, Drouhin und Martin; D 63 Pagliaro) erörtert.

Verschiedene geophysikalische Methoden zur Untersuchung von Talsperrengeländen werden von sechs Verfassern (D 7, Schlumberger; D 36, Drouhin; D 37, Ehrenberg und Tiedemann; D 46, Sundberg; D 57, Mead; D 63, Pagliaro) erörtert. Die verschiedenen geophysikalischen, als nützlich angeführten Methoden sind: elektrische, seismische, magnetische, radioaktive, thermische, akustische und Gravitations-Methoden. Ihre Hauptanwendung besteht in der Feststellung der Felstiefe ohne Bohrung, aber durch die elektrische Widerstandsmethode ist es auch schon möglich gewesen, zwischen Lagen von Lehm und Sand in den oberen Lagen (Abraumschicht) zu differenzieren, und viele Methoden zur Feststellung von Faltungen und zur Information über den geologischen Aufbau haben zum Erfolg geführt. Die elektrische Widerstandsmethode ist die zur Bestimmung der Felstiefe am meisten angewandte, aber auch die seismische Methode ist in dieser Hinsicht wertvoll. Undichtigkeiten des Staubeckens sind schon durch akustische Methoden festgestellt worden.

Drei Beispiele über die erfolgreiche Bestimmung der Tiefe des Gründungsfelsens werden von Sundberg angeführt, eines von Drouhin und drei von Schlumberger. Letzterer behandelt auch einen Fall, wo die Lage schwacher Stellen im Gründungsfelsen erfolgreich festgestellt wurde.

Die Erwünschtheit einer engen Zusammenarbeit zwischen Geologe und Geophysiker wird von Schlumberger betont. Durch ein solches

Vorgehen lassen sich oft Irrtümer und Schwierigkeiten vermeiden. Die elektrischen Methoden werden in ihren Einzelheiten von Schlumberger und Sundberg beschrieben, und die seismischen von Ehrenberg und Tiedemann.

Geophysikalische Methoden sind höchst wertvolle Werkzeuge geworden für die Untersuchung von Talsperrengebieten unter gewissen Verhältnissen, besonders bei Voruntersuchungen zur Wahl des günstigsten aus einer Anzahl von Geländen und in Gebieten, wo die Beförderung von Bohren Schwierigkeiten bietet, oder in Fällen, wo eine Information schneller benötigt wird, als diese durch Bohrungen erlangt werden kann. Geophysikalische Ergebnisse sind nicht so genau wie bei Bohrungen, sind aber wertvoll zur Vermittlung eines allgemeinen Verständnisses des Problems und als Hilfe beim Entwurf eingehender Untersuchungen.

PHYSIKALISCHE UND CHEMISCHE UNTERSUCHUNGEN UND PRÜFUNGEN

Viele physikalische und chemische Prüfungsmethoden zur Bestimmung der Eigenschaften der Fundamentstoffe sind zur Anwendung gelangt. Einige davon waren bereits seit langem gebräuchlich, und andere, besonders die für sedimentäre Böden, sind erst in den letzten Jahren entwickelt und öfter angewandt worden. Obwohl einige Untersuchungen sowohl für Felsen als auch Böden durchgeführt werden können, macht man doch gewöhnlich eine Einteilung in Fels- und Bodenuntersuchungen.

In der Gruppe für Felsen werden eine oder mehrere von zehn Methoden von sechs Verfassern erörtert (D 21, Morokowa; und Iwaoka; D 35, Grischin; D 35, Drouhin und Martin, D 63, Pagliaro; D 37 Ehrenberg und Tiedemann; D 57, Mead). Diese Untersuchungen beziehen sich auf Tragfähigkeit von gelagertem Fels, auf Druckfestigkeit eines freien Blockes, Elastizitätsmodul, Spannungsprobe, Bestimmung des Reibungs-Koeffizienten, spezifisches Gewicht, Wasserprobe zur Bestimmung der Widerstandsfähigkeit gegen Wasser und abwechselndes Nässen und Trocknen, Löslichkeit in Wasser, chemische Analyse des Felsens sowie des Flusswassers und Grundwassers zur Bestimmung seiner Wirkungen auf die Talsperre und Felsen, Wasserdurchlässigkeit des Felsens. Diese Methoden sind natürlich verschieden in ihrer Bedeutung, und ein weiterer Unterschied besteht in der Wichtigkeit der einzelnen Verfahren für Felsenuntersuchungen.

Wasserdurchlässigkeits-Versuche können bei irgend einer Felsenart von Nutzen sein und sollten die durchschnittliche Durchlässigkeit des ganzen Felsens im Boden und nicht nur eines Musters bestimmen. Dies geschieht am besten durch Wasserproben in Bohrlöchern und wird von Morokawa und Iwaoka, sowie Drouhin, Grischin und Ehrenberg und Tiedemann erörtert. Die beiden ersteren beschreiben bei besonderen Talsperren an Ort und Stelle durchgeführte Untersuchungen.

Versuche über Tragfähigkeit sind bei schwachem Fels besonders wichtig, und die Scherprobe gewinnt bei Schiefer oder anderen zu Rutschungen neigenden Felsen an Bedeutung. Der Elastizitätsmodell ist für hohe Talsperren und Bogen-Talsperren sehr wichtig. Die Wasserprobe ist besonders bei Schiefer und den lehmigen Konglome-

raten wie bei der St. Franziskus-Talsperre anzuwenden. Je umfangreicher und höher eine Talsperre werden soll, desto wichtiger ist die Anwendung dieser Methoden und die Verwendung der dabei erzielten Resultate.

Die für die nicht festen Sedimente oder Böden anwendbaren Methoden werden im allgemeinen unter dem Begriff Bodenmechanik zusammengefasst. Drei Verfasser haben einen oder mehrere der Versuche dieser Gruppe erörtert, (D 35, Grischin; D 36, Drouhin und Martin; D 37, Ehrenberg und Tiedemann). Diese Versuche erstrecken sich auf Wasserdurchlässigkeit, sowohl Feld- als auch Laboratoriumsuntersuchungen, auf den inneren Reibungswinkel, Druckprobe, Festigkeitsprobe, Analyse der Körnung, Porosität, spezifisches Gewicht, Feuchtigkeitsgehalt und Kohäsion.

Beispiele für die Anwendung von Laboratoriumsversuchen über Durchlässigkeit, Körnung, Festigkeit und inneren Reibungswinkel bei der Beni-Bahdel Talsperre, der Bou-Hanifia Talsperre und Ghrib-Talsperre werden von Drouhin und Martin angeführt; Grischin zeigt die Bestimmung der Durchlässigkeit durch Feld-Pumpproben bei der Kamyschin-Talsperre.

Die beschriebenen Untersuchungsmethoden sind besonders bei zwei Problemen wichtig: bei Sickerung unter dem Damm, bei der Möglichkeit einer Senkung der Talsperre oder bei einem Misserfolg durch Abscherung der Fundamentstoffe. In beiden Problemen, wie bei praktisch allen anderen, wo diese physikalischen Untersuchungsmethoden anwendbar sind, müssen die geologischen Verhältnisse erst vollkommen geklärt werden. Beschreibungen von Fällen, in denen die geologischen Verhältnisse festgestellt wurden, Schätzungen über Sickerung, die durch Anwendung der Ergebnisse dieser Methoden auf die vorliegenden Verhältnisse erzielt wurden, und eine Nachprüfung dieser Schätzungen durch Messung der Sickerung nach der Anfüllung des Staubeckens sind deshalb höchst wertvoll und bedeutend.

BEHANDLUNG UNGÜNSTIGER VERHÄLTNISS E DES TALSPERRENGELÄNDES

An nahezu allen Talsperrengeländen finden sich ungünstige Verhältnisse vor, und viele Methoden zur deren Behebung sind entwickelt worden. Verschiedene Gelände-Verbesserungsmassnahmen wurden von acht der elf Verfasser erörtert, aber das Ausgussverfahren findet vor allen anderen die eingehendste Behandlung (D 8, Lugeon; D 21, Morokawa und Iwaoka; D 35, Grischin; D 36, Drouhin und Martin; D 37, Ehrenberg und Tiedemann; D 57, Mead; D 63, Pagliaro).

Das Ausgussverfahren mit Zement, Asphalt, Lehm und chemischen Stoffen wird erörtert. Zement ist bei Felsen am vorteilhaftesten und wird auch manchmal bei weichen, sehr durchlässigen Sedimenten, aber nie bei feinkörnigem Sand angewandt. Bei Felsen wird das Zementausgussverfahren sowohl zur Verhinderung von Sickerung als auch zur Verstärkung von gesprungenen Blöcken angewandt. Die Notwendigkeit einer Druckbergrenzung bei verschiedenen Felsarten wird erörtert. Chemische Einspritzungen, gewöhnlich von zwei Flüssigkeiten, die im Untergrunde eine Reaktion zeigen, wurden erfolgreich zur Verhütung von Sickerung bei durchlässigen Böden angewandt. Einspritzungen, sowohl mit Zement als auch chemischen Stoffen, werden im einzelnen erörtert und Beispiele ihrer Anwendung

bei verschiedenen Talsperren werden gegeben. In diesen Fällen werden die Anordnung der Einspritzlöcher, die Menge des verwandten Zements und die Wirkung auf Sickerung beschrieben, und zwar für die Sarrans- und Sautet-Talsperre in Frankreich (D 8, Lugeon), für die Senzu- und Seidal-Talsperre in Japan (D 21, Morokawa und Iwaoka) und für die Bou-Hanifia- und Ghrib-Talsperre in Algier (D 36, Drouhin und Martin).

Die Anwendung von Abschlüssen unter der Talsperre zur Verhinderung von Sickerung durch durchlässige Sedimente oder undichte Felsen wird von vier Verfassern (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; D 21, Morokawa und Iwaoka; D 37, Ehernberg und Tiedemann) erörtert, und die letzteren beschreiben die Verwendung einer undurchlässigen Schutzschicht an der Wasserseite der Talsperre. Abflusskanäle und Filter für Sickerwasser und zur Verhinderung der Abschwemmung kleiner Materialteilchen unter dem Damm werden von drei Verfassern behandelt (D 35, Grischin; D 36, Drouhin und Martin; D 37, Ehrenberg und Tiedemann), und von dem zweiten Verfasser werden Beispiele angeführt.

Die eingehende Behandlung des Einspritzverfahrens und der damit zusammenhängenden Probleme durch die Verfasser zeigt die Bedeutung eines gründlichen Studiums dieser Methode, sowohl vom geologischen als auch ingenieurtechnischen Standpunkt. Zum Unterschied von Abschlüssen oder anderen ingenieurtechnischen Massnahmen, deren Wirkungen ziemlich sicher sind, enthält das Einspritzverfahren mehrere Unsicherheitsfaktoren, von denen der wichtigste die Eigenschaft des Felsens ist. Eine erfolgreiche Anwendung dieser Methode setzt deshalb eine gründliche geologische Kenntnis der Eigenschaften und des Aufbaues des Felsens voraus.

DISKUSSIONSVORSCHLAEGE

1. Besondere Probleme bei der Untersuchung von glazialen Talsperengeländen.
2. Besondere Probleme bei der Untersuchung von Talsperren auf vulkanischen Felsen.
3. Die Anwendung von geophysikalischen Methoden zur Auffindung von Faltungen und zur Bestimmung der Verhältnisse des Gründungsfelsens.
4. Beste Methode zur Abschätzung der unter einer auf Erde gegründeten Talsperre zu erwartenden Sickerung.
5. Anwendung des Ausgussverfahrens oder chemischer Einspritzung bei Erde.

ZUSAMMENFASSUNGEN DER BERICHTE

DER

FRAGE VI

(D 7)

ANWENDUNG DER ELEKTRISCHEN BODENUNTERSUCHUNG AUF TALSPERRENGELÄNDE

SCHLUMBERGER, *Frankreich*

Seit einigen Jahren ist die elektrische Bodenuntersuchung (Messung des spezifischen Leitungswiderstandes der Geländeschichten) auf das Studium der Funda-

mente von Talsperren ausgedehnt worden und unseres Wissens sind bereits über 30 Stellen in den Vereinigten Staaten, Canada und Nordafrika untersucht worden. Diese Anwendung ergibt sich aus der Tatsache, dass die kompakten Bodenschichten wie der Granit erhöhte Leitungswiderstände aufweisen, während der lockere Boden, der im allgemeinen die Decke bildet, einen viel geringeren Leitungswiderstand hat.

Das benutzte Verfahren ist sehr einfach, die Apparate sind wenig umfangreich und das Personal beschränkt sich auf einen Ingenieur und zwei Gehilfen. Man kann entweder eine Karte der Leitungswiderstände in gleichbleibender Tiefe entwerfen (Fall einer allgemeinen Untersuchung) oder elektrische Bohrungen vornehmen, die bei jeder Station die Tiefe des Gesteins angeben. Im ersten Fall kann man eine Oberfläche von 20 Hektar pro Tag untersuchen, im zweiten Fall kann man mit vier Bestimmungen pro Tag rechnen.

Mehrere Anwendungsbeispiele liegen vor:

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

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

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

Probe einer Interpretation von drei elektrischen Bohrungen.

3) *Talsperre von Morrisburg (Canada).*

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

4) *Talsperre des Ariel. (Tuland Power and Light Co., Washington).*

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

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

(D 8)

GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNG VON FUNDAMENTSTOFFEN

LUGEON, *Schweiz*

Der Verfasser, welcher als Geologe für eine grosse Anzahl von Talsperrenbauten zugezogen wurde, zeigt die Wichtigkeit der geologischen Studien vor Beginn der eigentlichen Arbeiten. Er gibt eine kurze Beschreibung der guten und schlechten Eigenschaften der hauptsächlichsten Gesteinsformationen, welche in den Fundamenten angetroffen werden können. Er zeigt weiter, dass die Untersuchungsmethode für die Feststellung der Dichtigkeit des Felsens und des Durchlässigkeitskoeffizienten, die er in einer besonderen Arbeit ausführlich beschrieben hat, ausgezeichnete Erfolge bei den zwei neuesten französischen Talsperren, derjenigen der Truyère und des Sautet ergeben hat.

(D 15)

DIE GEOLOGIE VON STAUWERK-AUSBAUSTRECKEN

BROMEHEAD, *Grossbritannien*

Die Baustellen werden mit Bezug — (A) auf dichte Felsen, (B) auf Geschiebegerstein, untersucht. Unter (A) wird die Wichtigkeit hervorgehoben — (1) der Porosität, (2) der Fugen, (3) etwaiger Fehlerhaftigkeit oder sonstiger störenden

Umstände — und unter (B) (1) die Bedeutung der Natur der Ablagerungen, (2) deren Verteilung in Bezug auf den festen Felsen.

Die Haupt-Probleme werden unter jeder Unterabteilung angedeutet und Beispiele von Sammelbecken werden angegeben, wo man entweder die Schwierigkeiten überwunden hat oder auch wo diese einen Misserfolg verursacht haben. Es wird hervorgehoben, dass die wirtschaftlichste Baustelle resp. Bauweise allein durch eine gründliche Kenntniss der örtlichen geologischen Verhältnisse angegeben werden können; selbst wenn andere Umstände die Lage des Dammes mehr oder weniger bestimmen, und wenn die geologischen Verhältnisse nur wenig befriedigend sind, so kann man die Schwierigkeiten auf bessere Weise und mit weniger Unkosten überwinden, wenn man diese vorausgesehen hat, als wenn man sie erst nach Beginn der Arbeiten entdeckt.

Wenn die Verhältnisse von einem sachverständigen Geologen sonst nicht festgestellt werden können, wird auf die Wichtigkeit von Probebohrungen Nachdruck gelegt; in vielen Fällen aber können die Auskünfte, die von dem staatlichen geologischen Vermessungsbureau zu erwerben sind, die Vergeudung von grösseren Summen verhindern.

(D 21)

BEISPIELE BEIM TALSPERRENBAU ALS BEITRAG ZUR TECHNISCHEN UNTERSUCHUNG VON FUNDAMENTSTOFFEN

MOROKAWA UND IWAOKA, *Japan*

Zwei Beispiele der Dammkonstruktion sind als Beitrag zur geotechnischen Forschung von Fundament-Stoffen gegeben. Eins bezieht sich auf die in 1935 fertiggestellte Senzu-Beton-Talsperre, das andere auf den Seidai-Erddamm, der in diesem Jahre fertiggestellt wird. Vorteilhafte geographische und verhältnismässig günstige geologische Gelände sind für die beiden Dämme gewählt; immerhin sind einige Mängel in den Fundament-Stoffen vorhanden. Der vorliegende Bericht trägt auf Grund dieser Arbeiten zum Studium über diese Frage in folgenden Punkten bei: hinsichtlich des Senzu-Dammes wird das Vorhandensein des paläozoischen Tonschiefers mit vielen Spalten am rechten Ufer und in der Hälfte des Flussbettes und hinsichtlich des Seidai-Erddammes das Vorhandensein der durchlässigen Flusserasse auf dem Flussuferplateau, die Erforschung hierüber, die Bearbeitung des Fundamentes und die Verhinderung von Durchsickerungen aufgeführt.

(D 35)

UNTERSUCHUNG UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER GEOTECHNISCHEN BESCHAFFENHEITEN DES BAUGRUNDES BEI TALSPERRENPROJEKTIERUNG

GRISCHIN, *U. S. S. R.*

In dem Berichte sind verschiedene Forderungen an die Untersuchung der geotechnischen Beschaffenheiten des Baugrundes behandelt, die für den Entwurf des Staudammes nötig sind.

An Hand eingehender Betrachtung der Kräfte, die in einem Staudamm auf die Gründung wirken, sind der Spannungszustand und die physisch-chemischen Erscheinungen in dem Baugrunde erforscht, die Berechnungsmethoden erläutert und die dazu notwendigen und gebräuchlichen geotechnischen Konstanten und Kennziffern angeführt.

Gleichzeitig sind der Umfang und der Inhalt der geologischen und hydrologischen Untersuchungen für den Entwurf des Stauwerkes kurz betrachtet.

Alle notwendigen geotechnischen Konstanten und kennzeichnenden Angaben sind in der unten angeführten Aufzählung in einzelne Gruppen eingeteilt

- (1) Allgemeine Konstanten für felsige und nichtfelsige Böden.
- (2) Konstanten nur für felsige Gründungen, und
- (3) nur für nichtfelsige Böden.

Die in der ersten Gruppe zusammengefassten Konstanten gelten für folgende Werte:

Das spezifische Gewicht des Bodens, das Raumbgewicht des Bodens im trockenen Zustande, die Porösität, den natürlichen Feuchtigkeitsgehalt und den Feuchtigkeits-Sättigungsgrad, den Elastizitäts-Modul und eine allgemeine chemische Analyse; ferner eine mineralogische und petrographische Analyse, eine mikroskopische Analyse der Struktur und Porösität sowie der Klüftigkeit, den Reibungskoeffizienten zwischen zwei Gesteinsarten im trockenen und wassergesättigten Zustande und den Reibungskoeffizienten des Betons am Boden der Gründungssohle.

Die zweite Gruppe für Felsgesteine enthält den Schub-Modul, die Druckfestigkeit, die Klüftigkeit und den Klüftigkeitsmodul, die Sickerungs-Kapazität harter Gesteine, die Wasserbeständigkeit des Gesteins, ferner die Zugfestigkeit, Biegungsfestigkeit, Schubfestigkeit der Gesteinsschichten, die Haftfestigkeit des Betons am Gestein der Gründungssohle, die Wärmedehnungszahl, die Auftriebszahl, den Härtegrad nach Moos, die Zerreibung des Felsgesteins durch Wasser sowie Frost- und Wetterbeständigkeit.

Die dritte Gruppe für nicht felsige Böden enthält ein Diagramm der körnermässigen Zusammensetzung des Bodens, den Reibungswinkel, Haftfestigkeit, den Kapillardruck, die Verdichtungszahl, den Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens sowohl nach Laboratoriums-Untersuchungen bei verschiedener Belastung, als auch nach Pumpversuchen im freien Gelände, die Druckkurve, die Konsolidationskurve; ferner die Konsistenzgrenzen nach Atterberg, die Durchfeuchtung, den Geschwindigkeitskoeffizienten der Anschwellung und den Koeffizienten der elastischen Abbindung und Angabe von Geländepröbelastversuchen, die Grenzgeschwindigkeit der Sickerung (nach der Ausspülung der Bodenteilchen) resp. das kritische Gefälle.

Für die Berechnung erscheint nur ein Teil der aufgeführten Konstanten notwendig.

Zuweilen dürften drei weitere Faktoren ausschlaggebend sein: Angaben über die Versuchsziement-Einpressung, Asphaltierung, Verfestigung mit Ton oder ähnliche Verdichtungsverfahren.

Angaben über Versuchsrammung von Pfählen.

Wahl der Filter für Fundamente auf nicht felsigem Boden.

Zum Schluss sind als Beispiele einer umfangreichen geotechnischen Forschung die Arbeiten für den Entwurf der Kamyschin-Talsperre beschrieben.

(D 36)

GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN AN FUNDAMENTSTOFFEN

DROUHIN UND MARTIN, *Algerien*

Eine gründliche Kenntnis des Baugrundes ist unbedingdt notwendig, wenn dieser Grund kompressibel ist, wenn er eine unregelmässige Zusammensetzung aufweist, wenn er durchlässig ist bzw. zu Unterspülungen Anlass gibt. Dies sind im allgemeinen die Eigenschaften eines jeden Baugrundes in Algerien, wo die Ingenieure

zu sämtlichen bekannten Versuchsarten haben greifen müssen, und zwar sowohl zu den an Ort und Stelle auszuführenden Versuchen, als auch zu den Laboratoriumsversuchen.

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

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

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

Die Versuche haben dazu geführt:

die Beanspruchung des Bodens auf Druck auf höchstens 6 kg/cm^2 festzusetzen, die relativen Winkelverschiebungen der Strebepfeiler zu bekämpfen, aufs Beste den Widerstand des Sandsteins auf der Talseite auszunutzen.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Diese Arbeiten umfassen:

Die Verbindung der Schutzwand gegen Unterspülung mit dem Einbettungsboden.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Sehr umfangreiche Dichtungsarbeiten (50 Millionen Francs) sind ausgeführt worden. Diese bestehen aus Einspritzungen, die an senkrechten Ebenen entlang

und insbesondere in den zwei grössten Sandsteinschichten ausgeführt wurden. Seitwärts stossen diese durch Einspritzung entstandenen Wände nicht auf undurchlässigen Boden. Ihre Ausdehnung wird lediglich durch Betrachtung des piezometrischen Gefälles für die kürzesten Wege bestimmt.

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

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

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

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

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

(D 37)

UNTERSUCHUNG EINES TALUNTERGRUNDES AUF SEINE EIGNUNG ALS STAUWERKSTRÄGER

EHRENBERG UND TIEDEMANN, *Deutschland*

Bei der Prüfung von Talstrecken auf ihre Eignung zur Anlage von Stauwerksanlagen ist den Untergrundverhältnissen die grösste Beachtung zu schenken. Der Untergrund muss eine sichere Gründung eines Staukörpers mit möglichst geringen Mitteln zulassen und die Wasserverluste aus dem Stauraum durch Versickerung müssen in praktisch zulässigen Grenzen gehalten werden können.

In der vorstehenden Abhandlung ist angegeben, nach welcher Richtung hier die Untersuchungen zur Erforschung des Aufbaues des Taluntergrundes zu führen sind:

Morphologische Studien unterrichten über die Entstehungsgeschichte des Tales und seiner näheren Umgebung.

Zur Ergänzung der allgemein geologischen Vorerhebungen dienen die verschiedenen Aufschlussverfahren, das Schürfen und Bohren und die geophysikalischen Untersuchungen, wie Schweremessungen, Messungen der radioaktiven Wirkung, seismische und elektrische Messungen.

Über die Verwendung dynamischer Messungen bei der Baugrunduntersuchung unterrichtet ein Beitrag der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, der im Abschnitt II B 3 widergegeben ist.

Teils durch Untersuchungen an Ort und Stelle, teils durch Prüfung von Bodenproben im Laboratorium sind die bautechnisch wichtigen Eigenschaften des Taluntergrundes zu bestimmen:

Für die Aufstellung der Kostenanschläge, bei Vertragsabschlüssen mit Unternehmern u.s.f. ist es von grösster Wichtigkeit, die Festigkeitseigenschaften der abzubauenen Böden so genau wie möglich anzugeben, damit wirtschaftliche Schädigungen sei es für den Bauherren oder für Unternehmer vermieden werden.

Neben der *Gewinnungsfestigkeit* sind Erschwernisse durch Grundwasserverhältnisse, klimatische Wirkungen u.s.f. zu berücksichtigen.

Weiter ist es wichtig, den Untergrund in Bezug auf *Wasserdurchlässigkeit* zu untersuchen. Zur Messung des unterirdischen Wassers dienen die Grundwasserpegel. Die Durchlässigkeit des Wasserführers wird entweder an Ort und Stelle durch Probegrundwasserabsenkungen geprüft oder im Laboratorium an Bodenproben, die in möglichst ungestörtem Zustande in Schürfgruben oder Bohrungen entnommen werden. Ebenso sorgfältig wie für den Untergrund ist auch die Durchlässigkeit der Schichten in den Flanken des Dammes nachzuprüfen, um jeder Umläufigkeit des Dammes möglichst begegnen zu können. Die Verfolgung des im Untergrund fließenden Wassers zur Feststellung von unterirdischen Zusammenhängen von Oberflächenwässern, Grundwassergerinnen und auftretenden Quellen geschieht mittels Färbemethoden. Schliesslich ist auch die chemische Zusammensetzung des Wassers nachzuprüfen, ob es angreifend auf Beton oder Eisen wirken könnte.

Die Prüfung der *Tragfähigkeit* des Untergrundes erstreckt sich bei Gründungen auf Fels auf die Klarlegung der Gesteinbeschaffenheit in Bezug auf Druckfestigkeit und Klüftigkeit. Für massive Sperren gilt die Regel, dass der Elastizitäts- und Gleitmodul des Gesteins möglichst gleichmässig und nicht wesentlich geringer sein soll als der des Mauerwerks. Den hydrostatischen Auftriebswirkungen in offenen Spaltsystemen ist Rechnung zu tragen. Bei der Gründung auf unverfestigten Sedimenten sind die Zusammendrückbarkeit und die Schubfestigkeit der Böden zu bestimmen. Der Grundbruchgefahr ist besonders zu begegnen.

In dem letzten Abschnitt wird gezeigt, welche Regeln für das sichere Einbinden des Talsperrenkörpers in dem Untergrund zu beachten sind. Es werden drei Fälle unterschieden:

- (1) Felsen in erreichbarer Tiefe vorhanden,
- (2) Felsen in grösserer Tiefe oder gar nicht vorhanden,
- (3) undurchlässige Schichten im Untergrunde nicht vorhanden.

Die Angaben sind durch zahlreiche Beispiele erläutert, und es werden im wesentlichen die Erfahrungen wiedergegeben, die bei den deutschen Staudämmen gesammelt worden sind.

(D 46)

BESTIMMUNG DER TIEFE DES FELSGRUNDES

SUNDBERG, *Schweden*

Bei Projektierung von Wasserkraft-Anlagen in Gebieten, wo der Felsgrund von losen Ablagerungen grösserer Mächtigkeit bedeckt ist, wird die Tiefe zum gewachsenen Fels am sichersten durch Rohrtreiben kombiniert mit Kernbohrung bestimmt.

In Gebieten, wo keinerlei Anhaltspunkte für Beurteilung der Tiefe zum Felsgrund vorhanden sind, ist es vorteilhaft geophysikalische Rekognoszierungsmessungen den Bohrungen vorangehen zu lassen. Die Anwendung dieser Methoden kann auch als Ergänzung der Tiefenbestimmungen mittels Bohrung von Nutzen sein, um ein vollständiges Bild über das Relief des Felsgrundes zu erhalten.

Für derartige geophysikalische Bestimmungen der Felstiefe kommen seismische und elektrische Methoden in Betracht. Nach kurzer Besprechung des Prinzips der Tiefenbestimmung auf seismischem Weg wird auf das elektrische Verfahren näher eingegangen, das den im allgemeinen beträchtlichen Unterschied in der elektrischen Leitfähigkeit zwischen den lockeren quartären Ablagerungen und dem gewachsenen Fels des Untergrundes ausnützt.

Bei den hierbei zur Anwendung kommenden Potentialmethoden wird mittels zweier aus geerdeten Metallstäben bestehenden Elektroden elektrischer Strom dem Erdboden zugeführt, und die Verteilung des resultierenden Potentials im Boden studiert.

Eine oft verwendete Methode dieser Art ist die sogen. Vierpunktmethode (Fig. 1) oder Methode des scheinbaren spezifischen Widerstandes, deren Prinzip näher erläutert wird.

Eine andere Modifikation ist die Potentialquotientenmethode, bei welcher das Verhältnis der Spannungsunterschiede zwischen drei beweglichen Elektroden mittels einer spezialkonstruierten Widerstandsbrücke bestimmt wird.

Als Beispiele von Untersuchungen, die von der Aktiebolaget Elektrisk Malmletning (the Electrical Prospecting Co.), Stockholm, mittels dieser Methoden ausgeführt wurden, werden aufgezählt: Arbeiten für die schwedische Geologische Landesuntersuchung in Nordschweden, Untersuchungen für verschiedene Wasserkraftanlagen (Fig. 2, 3) und in einem Eisenerzfeld in Schweden sowie Arbeiten in Japan zwecks Klärung der Grundverhältnisse für zwei projektierte Dammanlagen und drei Brückenprojekte im Auftrage der japanischen Staatsbahnen und schliesslich die Ergebnisse von elektrischen Tiefenbestimmungen im Blei-Zinkerzrevier bei Buchans auf Neufundland (Fig. 4).

Die Genauigkeit der Felstiefenbestimmungen beträgt 5–10%. Unter normalen Verhältnissen können im Durchschnitt fünf Bestimmungen pro Tag ausgeführt werden.

(D 54)

METHODE ZUR ERHALTUNG VON ERDPROBEN UNTER MÖGLICHS- TER BEIBEHALTUNG DES NATÜRLICHEN ZUSTANDES

OLSSON, *Schweden*

Der Bericht beschreibt ein Verfahren, welches den Zweck hat Erdproben von möglichst natürlicher Zusammensetzung zu erhalten.

Die schwedischen Staatsbahnen haben sich für diesen Zweck seit langen Jahren (vom Herbst 1923) eines Erdbohrers, benannt Kolbenbohrer, bedient, welcher ausführlich in der "Teknisk Tidskrift" vom 28. Februar 1925 beschrieben ist. Der Bohrer besteht im Prinzip aus einem Zylinder, mit welchem die Proben heraufgeholt werden. In diesem Zylinder befindet sich ein eingepasster kürzerer Kolben, welcher die Aufgabe hat, teils das Unterende des Zylinders beim Hinabführen des Bohrers zu schliessen, damit hierbei keine Verunreinigungen in denselben eindringen können, teils beim Emporziehen des Bohrers das Oberende des Zylinders zu dichten, um das "Aussaugen" der Probe aus dem Zylinder zu verhindern.

Der Kolbenbohrer hat im Laufe der Jahre eine immer grössere Verwendung gefunden. Viele tausende Erdproben sind mit demselben genommen worden und nur in Ausnahmefällen sind die Proben nicht zuverlässig ausgefallen.

(D 57)

INGENIEUR-TECHNISCHE BODENUNTERSUCHUNGEN VON TALSPERREN- AUSBAUGELÄNDEN

MEAD, *Vereinigte Staaten*

In der Einleitung wird die fundamentale Beziehung der geologischen Faktoren betont, die zu brauchbaren Entwürfen und Konstruktionen führen, sowie die gegenseitige Verantwortung und Notwendigkeit einer Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Geologen.

Der erste Teil der Abhandlung ist einer Besprechung der Erforschungsmethoden gewidmet, Karten-Herstellung ist miteingeschlossen, sowie Ausgrabungen zu Untersuchungen, Kern-Bohrmethoden, Proben und Protokolle, Stüttel-Bohren und Auswaschbohren, ihre Möglichkeiten und Grenzen, das Anwenden von Kernbohrungen von genügendem Durchmesser um das Hineingehen, sowie die Überprüfung des Bohrloches zu gestatten. Die Anwendung von elektrischen- und seismologisch-geophysikalischen Methoden an Talsperren-Ausbaugelände-Forschungen ist besprochen. Der Gebrauch von Modellen von verschiedenen Typen als eine wichtige Ergänzung in der Beurteilung von Forschungs-Angaben ist vorgeschlagen.

Der zweite Teil behandelt die geologischen Formen von Talsperren-Ausbaugeländen in verschiedenen Felstypen mit besondere Beachtung der Probleme, wie Tragfähigkeit, elastische Eigenschaften, Widerstand gegen Rutschen, Undichtigkeiten unter und um die Talsperre und die Herstellung des Fundaments. Besondere Beachtung wurde dem Problem der Untersuchung von Kalkstein-Fundamenten und die speziell notwendige Umsicht bei der Untersuchung von Bandschiefer-Fundamenten geschenkt, mit Betonung der grossen Sorgfalt, die notwendig ist bei der Herstellung von Bandschiefer-Fundamenten beim Mauerwerk. Die Zusammensetzung und die physikalischen Eigenschaften von Bandschiefer sind ausführlich besprochen zur notwendigen Grundlage bei der Beachtung von Erforschungs- und Konstruktionsproblemen.

Der dritte Abschnitt beschäftigt sich kurz mit der Bedeutung von geologischen Faktoren der Fundamente von Erddämmen, besonders derjenigen, welche in Alluvial-Ablagerungen fundiert sind.

(D 63)

GEOTECHNISCHES STUDIUM VON FUNDAMENTSBÖDEN FÜR TALSPERREN

PAGLIARO, *Italien*

Italien war eine der ersten Nationen der Welt, die sich mit den Fundamenten von Dämmen beschäftigte und für dieselben besorgt war. Die ersten italienischen Vorschriften stammen vom Jahre 1886.

Diese Vorschriften erscheinen heute eingeschränkt; denn damals verlangte man, dass das Fundament stabil, widerstandsfähig und wasserdicht sei; es ist aber schwer, Naturfelsen zu finden, die allen drei genannten Eigenschaften genügen.

Die bestehenden italienischen Gesetze berücksichtigen sowohl die technischen Anforderungen als auch die geologischen Tatsachen und geben genaue Anweisungen über die geognostischen Feststellungen.

Diese Feststellungen lassen sich in drei Kategorien einteilen: in die der Erdoberfläche, des Untergrundes and der gesamten Bodenmasse.

Die Untersuchungen der Erdoberfläche gehören zum Studium des Entwurfes des Werkprojektes und gehen den Untersuchungen des Untergrundes voran, welche letztere zur Feststellung der für den Bau der Wehr geeigneten Bodeneigenschaften notwendig sind, was die Wasserdichtigkeit und die Festigkeit anbetrifft.

Bezüglich der Wasserdichtigkeit sind die verschiedenen Felsen in vier Kategorien gruppiert vorden: wasserdichte (wie zum Beispiel Granite); halbwasserdichte (wie zum Beispiel die Tonsandsteine); wasserdurchlässige (wie die moränischen Lagerungen) und stark wasserdurchlässige (wie die gespaltenen Kalksteine).

Die Festigkeit des Felsens wird je nach der Bruchbeanspruchung R auf Druck klassifiziert, wobei der Felsen als lithologisches Element betrachtet wird.

Zum Beispiel: R grösser als 750 kg pro cm^2 (Granite); R zwischen 400 und 750 kg (weniger feste Kalksteine); R zwischen 200 und 400 kg (Sandsteine) und R kleiner als 200 kg (Tuffsteine, Tonerden).

Interessant ist auch eine weitere Klassifizierung in Bezug auf die Dauerhaftigkeit des Felsens, d. h. in Bezug auf die Festigkeit in Funktion der Zeit.

Die Untersuchungen des Untergrundes umfassen:

1. Die geognostische Prüfung,
2. Bohrungen mit Herausziehen von Proben,
3. Der Bau von Forschungsschächten,
4. Der Bau von Gängen,
5. Die Untersuchungen mit geophysischen Methoden (elektrische, magnetische, seismische, etc.).

Zum Schlusse sind die Untersuchungen der gesamten Bodenmasse auf die Gesamteigenschaften des Felsens bezogen, wobei dieser nicht nur als lithologische Grösse betrachtet wird.

Der Zweck dieser Untersuchungen hat fast immer zur Folge, dass integrierende Massnahmen getroffen werden, wie Einspritzungen von Zement, chemische Kombinierungen, Einspritzungen von Ton und Asphalt, von Gipsbeton, Verbindung mit Vermauerungen, Anwendung von Gunit.

Für alle genannten Arbeiten bezieht man sich auf die in Italien durchgeführten Anwendungen und ganz besonders auf die Zement einspritzungen, welche nun schon seit zwanzig Jahren das wichtigste Bauproblem, das heisst jenes der Fundamente, gelöst haben.

**SECOND CONGRESS
ON LARGE DAMS**

WASHINGTON, D. C., 1936

**BERECHNUNG DER STABILITÄT VON
ERDDÄMMEN**Generalberichterstatter: WILLIAM P. CREAGER
*Hydraulic Engineer***ALLGEMEINES**

Das Thema dieser Sitzung des Talsperren-Kongresses ist "Berechnung der Stabilität von Erddämmen."

Neun der über diese Frage vorgelegten fünfzehn Berichte behandeln ausschliesslich das Thema der Stabilität von Dammböschungen; dieses Thema ist auch in einem anderen Bericht erörtert. Die weiteren Berichte behandeln den allgemeinen Entwurf, Fundamente, Verschiebung von Dämmen, seismische Forschungen und Darstellungen.

Die Berichte von Herrn Jonson, Schweden; Mr. Brahtz und Mr. May, Vereinigte Staaten, erhalten eine Lösung der Frage der Stabilität von Böschungen durch eine rein mathematische Berechnung der Spannungen. Diese Berichte sind zu technisch, um eine umfassende Übersicht in diesem kurzen Bericht zu erlauben. Genaue Lösungen sind nicht in Anspruch genommen; aber die Verfasser haben neue Gedankengänge vorgeschlagen, welche zweifellos einen grossen Fortschritt auf diesem Gebiet bedeuten.

Die anderen acht Berichte, die die Stabilität von Böschungen behandeln, passen sich der bekannten Methode der kritischen Oberflächenrutschungen an. M. Frontard, Frankreich, benutzt eine zyklonale Oberfläche, während die sieben anderen eine zylindrische Oberfläche verwandt haben unter Angabe, dass in einigen Fällen die Möglichkeit der Verwendung von zyklonalen, logarithmischen Spiralen oder anderen Typen von Oberflächen gegeben sei, was von ihnen aber meistens als unpraktisch und unnötige Verfeinerung betrachtet wird.

[AUS DEM ENGLISCHEN ÜBERTRAGEN.]

Herr Fellenius, Schweden, und Mr. Knappen, Vereinigte Staaten, haben Methoden für die direkte Bestimmung der Lage des kritischen Kreises ohne die gewöhnliche Wiederholung von Versuchsberechnungen dargestellt. Diese zwei Methoden umfassen aber nicht die Wirkung der Sickerungskräfte.

Die äusseren Kräfte, die auf einen Teil des Dammes, der von der Verkleidung des Dammes und der angenommenen Rutschoberfläche begrenzt wird, wirken, können als aus dem trockenen Gewicht des Materials und der bestehenden Wasserkräfte zusammengesetzt angesehen werden. Die Wasserkräfte bestehen aus der Schwerkraft, dem Auftrieb und der Sicherungs-Reibungskraft.

Es ist interessant, die verschiedenen Methoden zu beobachten, nach denen diese Kräfte von den verschiedenen Verfassern vereinigt werden, um zu demselben Resultat zu kommen. Sie benutzen drei verschiedene Typen von Diagrammen um diesen Zweck zu erzielen. Herr Ivanov, U. S. S. R., benutzt das bekannte Fliessdiagramm aus Gleichgewichtsdruck- und Stromlinien. Mr. May und Mr. Brahtz, Vereinigte Staaten, sowie die Herren Takata und Kambara, Japan, benutzen Linien gleichen Porendruckes. Herr Chugaev, U. S. S. R., benutzt ein besonderes Diagramm, welches aus Linien gleicher resultierender Drücke aller Kräfte unterhalb der phreatischen Linie besteht.

Alle Berichte bis auf einen berücksichtigen die Reibungskraft von Sickerungswasser bei der Analyse des Problems.

Bericht D 58, von Mr. May und Mr. Brahtz, Vereinigte Staaten; Bericht D 50, von Herrn Jonson, Schweden.

Die kritische Oberflächenrutschung benutzende Methode ist einfach, eine mehr mechanische Lösung, und sehr eng mit dem gewöhnlichen Typ des Erddammrutschvorganges verbunden; aber ihre Vereinfachung ist nötig, um zu einem gewissen Grad auf die scheinbar wichtigen Verhältnisse des horizontalen und vertikalen Gleichgewichts zu verzichten. Die sogenannten rationalen Lösungen müssen das Gleichgewicht an jedem Punkt des Dammes so in Betracht ziehen, dass die Stabilität des Dammes durch die Untersuchung der Stabilität dieser einzelnen Punkte festgestellt werden kann. Jedoch, scheint es infolge des Fehlens von festen Regeln für Beziehungen zwischen Spannungs-Beanspruchung hoffnungslos, eine genaue Lösung des Problems zu suchen. Deshalb werden die mathematischen Methoden dieser Verfasser auf bestimmte praktische Erwägungen, die der Sicherheit wegen vorgezogen werden, gegründet.

Bei Vergleichen zwischen vorgeschlagenen mathematischen Lösungen dieses Problems und der kritischen Kreismethode ist aber noch ein Punkt zu beachten. Die Sicherheitsfaktoren, die in den vorgeschlagenen mathematischen Lösungen erhalten wurden, sind Punktfunktionen, während sie in der kritischen Kreismethode Durchschnittswerte sind, die über einem Kreisbogen erzielt wurden, welche in Sicherheitsfaktoren resultieren, die stets grösser sind. In anderen Worten, ein Einheits-Sicherheitsfaktor durch die mathematische Lösung zeigt, dass an einem, und nur einem, Punkt das Material bis zu seiner Abscherungsgrenze beansprucht wurde, während bei der Kreismethode die überbeanspruchten Abschnitte als von Abschnitten mit anderen Reservekraftfaktoren gestützt angesehen

werden. Der erstere hat einen Reservesicherheitsfaktor, der analog dem von Mr. Gilboy, Vereinigte Staaten, ist, wie er ihn in seiner Darlegung des Sicherheitsfaktors in elastischen Fundamenten weiter unten beschreibt.

Beide Berichte stellen einen Fortschritt unserer Kenntnis in dieser Frage dar, und direkten Vergleichen zwischen der kritischen Kreis- methode und tatsächlichen Fehlschlägen wird mit Interesse entgegen- gesehen. Des Bericht von May und Brahtz enthält eine empirische Böschungformel, welche als vorläufige Richtlinie in dem Entwurf benutzt wird.

Bericht D 40, von Herrn Ivanov, U. S. S. R.

Herr Ivanov hat ausschliesslich die zylindrische AbscherungsOber- fläche zur Bestimmung der Stabilität von Dammböschungen benutzt.

Ein übliches Verfahren bei der Behandlung dieses Problems ist die Einteilung des Staudammabschnittes über der Rutschoberfläche in mehrere Teile, wobei jeder Teil mit der ihm eigenen äusseren Kraft auf die angenommene Abscherungsfläche wirkt. Die tangentialen und normalen Komponenten jeder dieser einzelnen Aussenkräfte, die auf die angenommene Abscherungsfläche wirken, werden errechnet und darauf wird der Abscherungswiderstand, der auf Reibung und Kohäsion zurückzuführen ist, bestimmt. Endlich wird die Summe aller einem Rutsch entgegenwirkender Reibungs- und Kohäsions- kräfte durch die algebraische Summe der tangentialen Komponenten aller einen Rutsch herbeizuführen suchender Aussenkräfte geteilt, um den Sicherheitsfaktor zu erhalten.

Herr Ivanov hat gezeigt dass es bei einem Fehler von nur 2 bis 5% nicht nötig ist, die einzelnen Kräfte zu berücksichtigen, sondern nur die Resultierende aller Kräfte. Deshalb sind die einzigen äusseren Kräfte, die in seinem letzten Ausdruck für den Stabilitäts- faktor (Gleichung (1) von Abschnitt 4) betrachtet werden, die hori- zontalen und vertikalen Komponenten dieser Resultierenden aller Kräfte. Er hat gezeigt, dass diese Methode nicht nur bei der Betrach- tung von vertikalen Kräften, die auf die Abscherungsfläche wirken, sondern auch von allen Biegungskräften wie schräg wirkender hydro- dynamischer Druck von Sickerungswasser, angewandt werden kann. Durch diese Massnahmen hat er eine Methode entwickelt, welche die Bestimmung des Sicherheitsfaktors irgend einer Rutschober- fläche sehr vereinfacht. Dazu hat er die Bestimmung des hydro- dynamischen Druckes von Sickerungswasser vereinfacht. Er schliesst mit der Anwendung der Theorie der zylindrischen Rutschoberfläche auf die Untersuchung der Stabilität eines Fundaments.

Bericht D 20, der Herren Takata und Kambara, Japan.

In diesem Bericht wurde eine Untersuchung der Wirkung der Sickerung von Wasser durch einen Damm auf die Stabilität angestellt. Man hat gefunden, dass die resultierende Kraft des Auftriebs des Wassers und der Sickerungskraft auf irgend ein kleines Element des Staudammes in senkrechter Richtung auf die Linien gleichen Poren- druckes wirkt. Die Richtung von Gleichdrucklinien kann leicht entweder durch Modellforschungen oder durch den Bau eines Strom- liniennetzes bestimmt werden. Es wird auf die Wirkung der Kapillarität auf die Lage der Linien gleichen Porendruckes hinge- wiesen.

Bericht D 39, von Herrn Chugaev, U. S. S. R.

In diesem Bericht hat der Verfasser die Stabilität von Dammböschungen durch eine andere Methode als die gewöhnlich in diesem Lande benutzte Methode untersucht, aber er scheint dieselben Resultate zu erzielen. Der Unterschied besteht in der ungewöhnlichen Methode der Verbindung der normalen Schwerkraft, der Auftriebskraft und der Sickerungsreibungs-Kräfte. Seine "Linien gleicher Fallhöhe" entsprechen in diesem Land den "Linien gleichen Potentials" und seine "wirklichen Linien gleichen Potentials auf dem Gebiete der resultierenden Kraft" sind eine besondere Klasse von Linien; jede stellt Einheitsdrücke der resultierenden Kräfte, der Gravitation, des Auftriebs und der Sickerungsreibung dar. In einigen der untersuchten Probleme schliesst er, dass, wenn die Sickerungskräfte unberücksichtigt bleiben, der berechnete Sicherheitsfaktor 50% grösser sein wird, als wenn solche Kräfte mit einberechnet wären. Er bezieht sich auf die Tatsache, dass Kapillardrücke, die negativer Natur sind, die Stabilität von Dammböschungen erhöhen und zeigt, wie solche Drücke mit einberechnet werden. Jedoch zeigt er auch, dass, wo der höchste Kapillardruck genügt, um den ganzen Damm über die phreatische Linie völlig zu sättigen, ein starker Regen die Meniski an der Oberfläche vernichten wird und verursacht, dass das Kapillarwasser seine Kapillaren Eigenschaften verliert und die positiven, aktiven Sickerungskräfte bildet, welche zu den gewöhnlich in Entwürfen berücksichtigten hinzukommen. Dieses würde einen Zustand schaffen, der aus einer schnellen Entleerung des Beckens nach vorherigem vollkommenen Untergetauchtsein Dammes resultieren würde.

Bericht D 47, von M. Mayer, Frankreich.

Nach mehreren Rutschungen von Erddämmen in Frankreich, veranlasst durch die schnelle Entleerung des Staubeckens, wurden Untersuchungen angestellt, welche das in diesem Bericht behandelte Thema einschliessen. Die Forschungen erwogen den Gebrauch einer kreisförmigen Rutschfläche. Die Resultate der Berechnung nach dieser Methode wurden mit den Verhältnissen, die bei vier Dämmen gefunden wurden, verglichen, welche in dieser Hinsicht einen Misserfolg darstellten und lieferten befriedigenden Beweis der Theorie.

Bericht D 48, von Herrn Fellenius, Schweden.

Dieser Bericht gibt mehrere Diagramme und Gleichungen, um die Bestimmung des kritischen Rutschkreises, anwendbar bei besonderen Fällen, zu erleichtern. Sie sind nicht anwendbar bei den Verhältnissen, welche die Sickerungskraft des Wassers einschliessen. Andere Arten von Rutschoberflächen wurden benutzt, aber der Verfasser glaubt dass bei heterogenen Fundamentstoffen, welche oft angetroffen werden, solche Methoden schlecht anwendbar sind. Jedoch empfiehlt er ihre Benutzung zu Vergleichszwecken. Er empfiehlt einen Sicherheitsfaktor oder Verhältnis der gesamten Scherspannungen von 1,2 bis 1,5, je nach der angenommenen Genauigkeit der Untersuchungen. Er schliesst zwei Beispiele der Bestimmung von sicheren Böschungen ein, eines für einen Damm ohne Sickerungsdurchfluss und eines für einen Damm mit Sickerungsdurchfluss. Der letztere benötigte eine um ungefähr 50% höhere Abscherungsfestigkeit.

Bericht D 56, von Mr. Knappen, Vereinigte Staaten.

Dieser Bericht enthält eine umfassende Erörterung der meisten Punkte, die bei dem Entwurf von Erddämmen zu beachten sind. Der Text umfasst so viele Angaben und Ansichten über verschiedene Erscheinungen, dass es unmöglich ist, hinreichende Erklärungen in diesem kurzen Bericht zu geben. Eine Beschreibung eines ungewöhnlichen, anfänglichen Versagens eines Dammfundaments ist eingeschlossen welches er den Kräften, die durch übermäßiges Walzen der Böschung verursacht wurden, zuschreibt. Es besteht die Möglichkeit eines direkten Zusammenhanges zwischen diesem Versagen und den Angaben in Gilboys Bericht (D59), dass, im Fundamentsentwurf "Theorien eine vertikale Belastung voraussetzen," während an der Grundfläche einer Böschung die Spannungen horizontale Komponenten haben, die eine weniger günstige Verteilung der Abscherung zur Folge haben. Dieses trifft besonders zu bei gewalzten Schüttdämmen * * * wenn sehr intensiv gewalzt wird * * *."

Mr. Knappen's Behandlung des Entwurfs von Böschungen schliesst nicht die Wirkung von Sickerungskräften ein und unterscheidet sich dadurch von den anderen vorgelegten Berichten.

Bericht D 30, von M. Frontard, Frankreich.

Dieser Bericht behandelt die Stabilität von Böschungen. Eine Untersuchung des Gleichgewichts der Schüttung selbst unter Ausschluss der Wirkung des angestauten Wassers wird zuerst angestellt und dann werden diese zusätzlichen Wirkungen hinsichtlich ihrer Wirkung auf die Stabilität untersucht. Er unterscheidet sich durch Benutzung einer zyklidalen Kurve für die kritische Oberflächenrutschung. Besonders wird auf die fortschreitende Natur von Rutscherscheinungen hingewiesen.

Bericht D 38, von Herrn Ehrenberg, Deutschland.

In der in diesem Bericht enthaltenen Erörterung der Stabilität von Böschungen sind kreisförmige Oberflächen gewöhnlich zur Darstellung von Rutschoberflächen benutzt, obwohl der Gebrauch von logarithmischen Spiralen erörtert wird. Der Bericht enthält Querschnitte von einigen erst kürzlich erbauten deutschen Dämmen.

Bericht D 59, von Mr. Gilboy, Vereinigte Staaten.

Eine rationale Bestimmung der Stabilität eines gegebenen Fundaments ist durch die Untersuchungen der Spannungen und ihrer Stärke in dem gegebenen Fundament möglich. Jedoch sollte eine solche Untersuchung vorsichtig ausgewertet werden.

In diesem Bericht werden drei Klassen von Materialien berücksichtigt: Klasse A. Sand; Klasse B. Schlamm; Klasse C. Lehm.

Ausserdem finden zwei Klassen homogener Fundamente Berücksichtigung: Fall I, tiefe Fundamente; Fall II, flache Fundamente.

Klasse A, Fundamente aus Sand werden gewöhnlich keine Schwierigkeiten bei anhaftender Stabilität machen und werden nicht weiter erörtert.

Klasse C, Fundamente aus Lehm geben während der Bauperiode einen geringen Teil ihres Wassergehaltes ab und deshalb muss die Widerstandskraft solcher Materialien durch die Abscherungskraft ohne Setzung bestimmt werden.

Klasse B, Fundamente aus Schlamm, entwässern sich zum teil während der Bauperiode und deshalb sollte ihre Abscherungskraft der teilweisen Setzung entsprechen, wie diese durch die Baugeschwindigkeit bestimmt wird.

Mit den oben angegebenen Unterschieden werden Schlamm- und Tonböden in diesem Bericht gleich behandelt.

Mr. Gilboy's resultierende Gleichungen, die die Stärke von Dammfundamenten zeigen, sind erstaunlich einfach. Für einen Einheitssicherheitsfaktor kann die erlaubte kritische Belastung p eines dreieckigen Dammes auf einem tiefen Fundament durch die Umstellung von Gilboy's Gleichung erhalten werden.

$$S=0.256 p,$$

wo S die höchste Einheitsabscherung in dem Fundament und p der höchste Einheitsdruck ist. Zu dieser angenäherten, zulässigen Belastung sollte ein Betrag, der dem Effekt A des Staues entspricht, hinzugefügt werden, der durch das den Punkt grösster Spannung umgebende Material mit Unterspannung umgeben ist, hervorgerufen wird. Von dieser Belastung sollte eine Summe entsprechend dem Effekt B der ungünstigen Verteilung der Abscherung, verursacht durch die nicht beachteten horizontalen Komponenten der Belastung, abgezogen werden.

Für flache Fundamente ist seine entsprechende Gleichung:

$$S=Rp,$$

wo R das Verhältnis der Tiefe des Fundaments zu der Breite der Grundfläche des Dammes ist. R ist auf 0.256 als Maximum begrenzt. Zu dieser erlaubten kritischen Belastung sollte ein Betrag hinzugefügt werden, der dem Effekt C des Staues entspricht, hervorgerufen durch das unterspannte Material ausserhalb der Gründungsfläche der Talsperre, das bei der Aufstellung der Gleichung unberücksichtigt geblieben war. Eine Summe entsprechend dem vorher beschriebenen Effekt B, sollte in diesem Fall auch abgezogen werden.

Unglücklicherweise sind keine dieser Effekte A, B oder C bestimmt. In vielen Fällen werden die positiven Effekte A oder C dem negativen Effekt B ungefähr gleichkommen, sodass die Gleichungen benutzt werden können, wenn ein angemessener Sicherheitsfaktor angewandt wird. Jedoch, für festgewalzte Schüttdämme, wird Effekt B vorherrschend sein und ein etwas grosszügigerer Sicherheitsfaktor würde dann nötig sein. Keine bestimmten Vorschläge für Sicherheitsfaktoren sind gegeben worden; es ist auch nicht möglich, solche zu geben, weil, wie der Verfasser sagt, "die Methoden, die jetzt angewandt werden, nur angenäherte Werte ergeben, und ihre Anwendung nur mit Vorsicht erfolgen sollte.

Photoelastische Methoden haben die elastische Gleichung, die für tiefe Fundamente vorgeschlagen wurde, berichtigt. Jedoch sollte dies nicht als endgültig angesehen werden, weil die Eigenschaften des idealen theoretischen Materials sich wohl mehr bei Versuchen, als an der Baustelle wiederholen. Er betrachtet die Untersuchungen als "wenigstens wertvolle Anhaltspunkte."

Bericht D 22, der Herren Mononobe, Takata und Matumura, Japan.

Die Resultate einer theoretischen Untersuchung der seismischen Stabilität von Erddämmen und ein Vergleich dieser Untersuchung mit

den Resultaten von Experimenten an Modellen werden wiedergeben. Die Experimente bestätigen die Untersuchung mit Ausnahme von kleinen Modellen. Die Resultate dieser seismischen Untersuchung an vier Dämmen zur Erlangung des Festigkeits-Modul werden angeführt. Diese Untersuchungen zeigten die elastischen Eigenschaften des Dammes durch die Messung der Geschwindigkeiten künstlich erregter, sich fortpflanzender Wellen.

Bericht D 64, von Pagliaro, Italien.

Dieser Bericht behandelt in einer allgemeinen Erörterung die Faktoren, die die Stabilität von Erddämmen beeinflussen.

Der Verfasser weist zunächst auf die Tatsache hin, dass für kohäsive Materialien die Sicherheit der Böschung mit zunehmender Höhe des Dammes abnimmt. Er empfiehlt ein von der Spitze bis zur Grundfläche allmählich abnehmendes Gefälle. Er gibt eine Liste von 92 Dämmen, die für jeden die Höhe und Neigung der Wasserseite zeigt. Angaben über die obere Weite bestehender Dämme, die Dicke des Abschnittes in Wasserhöhe und auch das durchschnittlich festgestellte Verhältnis der Fläche dieser Abschnitte zu dem Quadrat der Tiefe des Wassers für Dämme verschiedener Höhen.

Ausserdem gibt der Verfasser eine Aufstellung von 21 Laboratoriums-Untersuchungen, welche an Materialien für Erddämme vorgenommen werden können, von denen einige nur als theoretisch angesehen werden. Acht dieser Untersuchungen werden als sehr wichtig angegeben und kurz beschrieben. Der Bericht endet mit einer Erörterung der Brauchbarkeit von Materialien für Dämme.

Bericht D 41, von Herrn Myslivec, Tschechoslowakei.

In diesem Bericht werden die sieben Untersuchungen, die in den Laboratorien von Prag für die Bestimmung der Eigenschaften der Erdböden für den Gebrauch in Dämmen gemacht wurden, wiedergegeben.

Es ist die Gewohnheit des Verfassers, die Materialien in dem Damm in jeder Höhe so zu stampfen, dass spätere Erhöhungen während des Baues keine Senkungen verursachen. Um dies zu bewerkstelligen, werden begrenzte gesättigte Verdichtungsuntersuchungen gemacht zur Bestimmung des Volumens der Hohlräume entsprechend den verschiedenen Drücken. Um eine Senkung zu vermeiden, sollte der Boden in dem Damm an jeder Stelle zu dem "natürlichen Volumen der Hohlräume" gestampft werden entsprechend dem Druck, welcher nach dem Bau des Dammes an diesem Punkt herrschen wird, oder dem Volumen der Hohlräume, welche kleiner sein werden.

Um die Kosten des Baues herabzustezen, ist jede Schicht des Dammes überall zu einem natürlichen Volumen von Hohlräumen, entsprechend dem maximalen Druck, welcher auf diese Schicht ausgeübt werden wird, zu walzen, sodass die Kanten der Schichten verschoben sind. Erdboden in dem Damm muss nicht nur zu einem natürlichen Volumen der Hohlräume, wie vorstehend beschrieben, gewalzt werden, sondern man muss darauf bedacht sein, dass der gewalzte Erdboden auch genügend wasserdicht ist.

Bericht D 16, der Herren Brodowski und Jeuch, Schweiz.

Dieser Bericht beschreibt und illustriert ausführlich 18 grosse Erddämme von schweizerischen Ingenieuren. Diese Dämme haben

soweit ganz und gar ihrem Zweck genügt. Jedoch wird gezeigt, dass der Wasserdichtung der Fundamente mehr Aufmerksamkeit hätte geschenkt werden sollen.

DISKUSSIONSVORSCHLÄGE

1. Was wird als der nötige Sicherheitsfaktor betrachtet, der zur Stabilität von Dammböschungen anzuwenden ist;

(a) Durch die Methode der kritischen Oberflächenrutschung.

(b) Durch mathematische Untersuchung, unter Berücksichtigung, dass, wie oben erwähnt, die erstere sich mit Durchschnittsspannung und die letztere sich mit Punktspannung befasst?

2. Mr. Gilboy sagt, dass der bei Fundamentproblemen anzuwendende Sicherheitsfaktor meistens eine Schätzungssache ist. Ist es möglich, die die Wahl eines Sicherheitsfaktors beeinflussenden Faktoren zu vereinigen oder wenigstens auf ein Minimum zu normieren?

3. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Bestimmung von Abscherungsspannungen in Fundamenten, sowohl in dem elastischen als auch plastischen Zustand, geschenkt. Sollte der Sicherheitsfaktor bei diesen zwei Zuständen durch die Stärke des Materials, die durch ungestörte oder wiedergeformte Bodenproben bestimmt wird, erlangt werden, oder welche Kombination davon wird empfohlen?

4. Ist es wünschenswert, bei flachen Fundamenten den Sicherheitsfaktor auch in Bezug auf die Spannungen im elastischen Zustand, entsprechend dem Vorschlage von Jürgenson (July 1934, Journal of the Boston Society of Civil Engineers), zu bestimmen?

5. Was hat das Versagen des von Mr. Knappen (D 56), Vereinigte Staaten, beschriebenen Fundamentes verursacht? War das Versagen die Folge einer Veränderung in Fundamentspannungen, hervorgerufen durch erhöhte Starrheit des Dammes, oder der direkten horizontalen Stosswirkung der Walzen, der er es zuschreibt?

6. Herr Chugaev zeigte, dass, wo die "höchste Steigung des Kapillarwassers" genügt, den ganzen Damm über die phreatische Linie zu sättigen, ein starker Regen die Meniski an der Oberfläche vernichtet und verursacht, dass das Kapillarwasser seine kapillaren Eigenschaften verliert und aktive Sickerungs-Fliesskräfte bildet, welche zu den bei Talsperren-Entwürfen gewöhnlich berücksichtigten Kräften hinzukommen. Dies würde dieselbe Wirkung haben, als ob der Damm gänzlich unter Wasser gesetzt wäre und der Wasserspiegel plötzlich auf den Zu- und Abflusswasserstand gesenkt würde. Wird Regen im Falle eines nur teilweisen kapillaren Auftriebes eine ähnliche Wirkung auf das Ausmass des kapillaren Auftriebes haben?

7. Würde es, unter Bezugnahme auf die Ausführungen des Verfassers über den Bericht von Herrn Myslivec, auzuraten sein, die Dichte nach den Rändern der Schichten hin zu verringern, anstatt jede einzelne Schicht einheiblich und gänzlich zu walzen, um an allen Stellen des Dammes eine Dichte zu erreichen, die der wirklichen Belastung näher kommt?

8. Unter welchen Umständen ist, unter nochmaliger Bezugnahme auf Herrn Myslivec's Bericht, Wasserdichtigkeit ein Kriterium zur Bestimmung der in dem Damm erforderlichen Dichte?

ZUSAMMENFASSUNG DER BERICHTE DER FRAGE VII

(D 16)

STANDFESTIGKEITSBERECHNUNGEN VON ERDDÄMMEN

BRODOWSKI UND JEUCH, *Schweiz*

Im vorliegenden Bericht werden 18 in der Schweiz und im Ausland, unter Mitwirkung von schweizerischen Ingenieuren, ausgeführte Erddämme hinsichtlich ihrer Dimensionierung, der verwendeten Materialien, der Ausführungsart und der seit Inbetriebsetzung gemachten Erfahrungen beschrieben und zeichnerisch dargestellt. Sie sind in 3 Hauptkategorien eingeteilt, nämlich: Dämme für Flusskorrekturen, Dämme in Staugebieten und für Werkkanäle von Flusskraftwerken und schliesslich Staudämme für Speicherbecken bei Hochdruckkraftwerken. Für die beiden ersten Kategorien sind hinsichtlich Undurchlässigkeit nicht so grosse Anforderungen zu stellen wie für die dritte, bei welcher grössere Wasserverluste für die Werke empfindlichen Schaden verursachen und ein allfälliger Dammbruch Verheerungen anrichten und zudem grossen materiellen Schaden für die Werksbesitzer selber bringen kann. Aus den bisher gemachten Erfahrungen geht hervor, dass sämtliche Dämme ihrem Zweck vollkommen entsprechen haben, dass sie in jeder Hinsicht betriebssicher sind und kein Anlass vorliegen würde, bei Neubauten wesentlich andere Ausführungsarten zu wählen. Immerhin ist hervorzuheben, dass der Abdichtung des Untergrundes, sofern es sich um durchlässigen Boden handelt, hier und da mehr Aufmerksamkeit hätte geschenkt werden sollen.

(D 20)

AUFTRETENDE PROBLEME BEI DER BERECHNUNG VON ERDDÄMMEN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DES VERLAUFES UND DER EINWIRKUNG VON SICKERWASSER

TAKATA UND KAMBARA, *Japan*

Bei der Berechnung der Stabilität eines Erddammes in Hinsicht auf auftretendes Sickerwasser erscheint es angebracht, die durchströmte Formation oder die Verteilung des Sickerwasserdruckes zusammen mit den Strömungs-Zuständen zu untersuchen, wobei man den Erscheinungen des Sickerwassers in der Nähe des luftseitigen Fusses besondere Beachtung schenkt.

1. Teil. Verlauf des Sickerwassers durch den Erddamm und die Verteilung des Wasserdruckes in demselben.

Das Ergebnis der mit einem 0.8 m hohen Modellsanddamm mit wasser- und luftseitiger Neigung von 1:3 angestellten Versuche an dem Verlauf des Wassers in Erddammkörpern zeigt, dass die so untersuchten Strömungs-Zustände von der üblichen Schätzung, die untersuchten Strömungs-Zustände von der üblichen Schätzung, die sich auf die gewonnene Sättigungslinie stützt, etwas abweichen. Nach der herrschenden Auffassung nahm man an, dass das Auftreten von Sickerwasser nur unterhalb der Sättigungslinie erfolgte, während das Ergebnis des Modellversuchs aufwies, dass einige Sickerströme die Sättigungslinie kreuzen, — eine nicht ungewöhnliche örtliche Erscheinung, die aber alle Strömungslinien unterhalb der Sättigungslinie beeinflusst.

Solche Strömungs-Zustände sind von der Kapillarität abhängig, wodurch das Wasser aufgezogen und zum Strömen veranlasst wird; diese Erscheinung ist bei der Bestimmung der Sickerwasser-Formation in Betracht zu ziehen.

II. Teil. *Einwirkung des in dem Dammkörper befindlichen Sickerwasserdruckes auf denselben.*

Gelegentlich des ersten Kongresses erörterte der Verfasser kurz die Theorie der auf den Dammkörper ausgeübten Einwirkung des darin befindlichen Sickerwasserdruckes als eine Ergänzung der Frage 2b. In Verbindung mit der Frage "Berechnung der Stabilität von Erddämmen" hielt der Verfasser die Anwendung der obenerwähnten Theorie für geeignet, und es wurde unternommen, die Erörterung etwas weiter im einzelnen auszuführen.

Das Verfahren besteht darin, den Druck des in den Erddammkörper oder in das Modell eingedrungenen Sickerwassers mittels der Piezometerrohre zu messen und dann die Einwirkung des Wasserdruckes auf den Dammkörper an Hand der beim Verfahren erzielten, gleichen Wasserdruckoberflächen zu erforschen.

Angenommen ist eine Erdmasse in dem Sickerwasser in einem Erdamm. Ausser ihrem eigenen Gewicht, welches vertikal wirkt, herrscht ein in einer bestimmten Richtung wirkender Wasserdruck, so dass ihr wirksames Gewicht und die Druckkraft verschiedene Werte hat und in verschiedenen Richtungen wirkt. Wir verhält sich nun das Wasser in der durchsickerten Erdmasse? Ebenso wie die Erdmasse wirkt sein eigenes, ursprüngliches Gewicht, während sein wirksames Gewicht nicht notwendigerweise Null ist, sondern verschiedene Werte annimmt und in verschiedenen Richtungen wirkt. Ferner überträgt das Sickerwasser, da es langsam fliesst, den erhaltenen Druck sowie seine Gegenwirkung in eine andere Richtung. Eine derartige Wirkung ist die gleiche für die Erdmasse und das Sickerwasser in der Erde; beide Können als ein einheitlicher Körper bei der Behandlung der Probleme des Wasserdruckes in Erddammkörpern betrachtet werden.

Die Forschungsergebnisse besagten, dass die Wirkung des Sickerwasserdruckes auf die Dammkörper von folgenden Gesetzen abhängig ist:

(1) Ob die gleichen Wasserdruckoberflächen horizontal oder schräg sind, ob sie parallel sind oder nicht und welcher Art die gewölbten Oberflächen auch sein mögen, der Teil des von diesen Oberflächen begränzten Dammkörpers ist senkrecht gegen die Mittellinienoberfläche dieser beiden gleichen Wasserdruckoberflächen mit der Intensität des Druckunterschieds dieser zwei gleichen Wasserdruckoberflächen in Richtung eines Hochdruckteiles nach einem Niederdruckteil gedrückt. Hierbei ist eine Definition für die hier erwähnten Mittellinienoberflächen gegeben.

(2) Wenn der Raum zwischen den gleichen Wasserdruckoberflächen verglichen mit ihrer Wölbung, äusserst klein angenommen ist, kann der Wasserdruck auf dem begrenzten Teile so betrachtet werden, dass er von einem Hochdruckteil nach einem Niederdruckteile senkrecht zu den Wasserdruckoberflächen wirkt.

Der Erddamm besteht in der Regel aus pulverartigen Körperchen oder lockeren Stoffen; sollte ein gewisser Teil durch irgendeine Ursache, insbesondere durch den Wasserdruck unsicher gemacht sein, besteht Bruchgefahr. Es ist daher von grosser Wichtigkeit, die Stabilität jedes Teiles des Dammkörpers festzustellen, der von dem Wasserdruckunterschied des Sickerwassers hin und her gedrückt ist. Je Grösser der Unterschied des Wasserdruckes in einem Teile ist oder je mehr sich die gleichen Wasserdruckoberflächen in einem Teile zusammendrängen, um so stärker ist die Wirkung des Wasserdruckes. Daher ist es sehr bedeutend, den Erddamm so zu bauen, dass gleiche Wasserdruckoberflächen auf der Wasserseite oder um den Tonkern zusammenfallen, während ein Zusammendrängen derselben auf der Luftseite, insbesondere in der Nähe der luftseitigen Neigungsfläche zu vermeiden ist; besser wäre, den Erddamm so zu bauen, dass die Oberflächen sich nicht bis dort erstrecken.

ERDBEBEN STABILITÄT VON ERDDÄMMEN

MONONOBE, TAKATA UND MATUMURA, *Japan*

Zur Erforschung der Stabilität von Erddämmen gegen Erdbeben ist die Zeitdauer der freien Erschütterung und die Grösse der auf die verschiedenen Punkte wirkenden Erdbebenkraft theoretisch abgeschätzt worden, unter der Annahme, dass ein Erddamm unter dem Einfluss der Erschütterung Schubkräften unterliegt.

Die experimentelle Untersuchung an einem Agar-Agar Modellダム hat das Ergebnis des theoretischen Studiums bestätigt, während die Versuche mit einem Modell aus sandigem Ton wegen der kleinen Grösse des Modells keine befriedigenden Resultate ergaben.

Da die Erdbeben-Stabilität stark abhängig von dem Schubelastizitätsmodul der Eindämmung des Erddammes ist, wurde der Schubelastizitätsmodul durch die Erdbeben-Vermessungsmethode von vier bestehenden Erddämmen festgestellt.

Die Ergebnisse sind im Folgenden kurz zusammengefasst:

(1) Der Erddamm, dessen Materialien einen niedrigen Schubelastizitätsmodul haben, läuft Gefahr, einer Resonanzerschütterung im Falle eines Erdbebens ausgesetzt zu sein. Um seine Stabilität gegen Erdbeben zu sichern, ist es daher ratsam, den Schubelastizitätsmodul der Materialien zu erhöhen. Beim Entwurf eines Bruchsteinmauerwerk-Staudammes in Japan hat man früher angenommen, dass die Erdbebenkraft die Krone und den Untergrund in gleichem Masse beeinflusst. Diese Annahme ist jetzt durch theoretische Berechnungen als richtig festgestellt.

(2) Die Erdbeben-Vermessungsmethode zeigt, dass der Schubelastizitätsmodul der Eindämmung der vier Dämme etwas geringer ist als 300 kg/cm^2 . Daher bieten diese Dämme von einer Höhe von ca. 30 m die Gefahr einer Resonanzerschütterung mit der Erdbebenbewegung, wenn sie eine Zeitdauer von etwa 0.6 Sek. hat.

(3) Wenn ein Erddamm aus Materialien mit einem niedrigen Schubelastizitätsmodul gebaut ist, würde seine Krone die Erdbebenkraft zwei- oder dreimal so stark wie sein Untergrund empfinden.

(4) Hat die Kernmauer einen weit grösseren Schubelastizitätsmodul als die des umgebenden Erdbodens, im Falle, dass sie aus Eisenbenton gebaut ist, so besteht die Gefahr, dass sie der Erdbebenkraft in stärkerem Masse unterliegt als die Erdeindämmung.

BERECHNUNGEN DER STABILITÄT VON ERDDÄMMEN

FRONTARD, *Frankreich*

Im vorstehendem Bericht wird die Untersuchung der Standfestigkeit der Erddämme in folgende zwei Kapitel eingeteilt:

1. Untersuchung der dem Erdkörper eigenen Standfestigkeit ohne Rücksicht auf den Stauwasserstand, als wie wenn es sich um einen gewöhnlichen Damm handelte.

2. Untersuchung der durch die besonderen Einwirkungen des Stauwassers hervorgerufenen Änderungen in diesem Gleichgewichtszustand.

Im ersten Kapitel ist gezeigt, dass im allgemeinen ein Bruch des Erdkörpers nicht gleichzeitig in allen Punkten einer bestimmten Fläche stattfinden kann. In Wirklichkeit wird der Bruch an einer kleinen Elementarfläche entlang eingeleitet, und erst nachher pflanzt sich die Rissbildung von einer Elementarfläche zur nächsten fortschreitend und an der schliesslich beobachteten Gleitfläche entlang fort.

Ganz allgemeine Formeln wurden aufgestellt, die für die ebenen Böschungen die Differentialgleichungen der derart definierten Gleitlinien geben. Diese Gleichungen enthalten zwei veränderliche Parameter a und j (wovon der erste den Winkel darstellt, den die Tangente an die Gleitlinie mit der Linie stärkster Neigung der Böschung bildet, und der zweite den Winkel, den die zu einer der Böschung parallelen, ebenen Elementarfläche gehörige Spannung mit der Normalen zu dieser Fläche bildet).

Daraus lässt sich ableiten, dass bei ebenen Böschungen, deren Neigung i grösser ist als der innere Reibungswinkel φ des kohärenten Bodens, aus dem diese Böschungen bestehen, die Rutschungen sich an Zykloiden-Ebenen entlang bilden, und zwar nicht nur im besonderen (schon früher von uns untersuchten) Fall, wo der Rankine'sche Gleichgewichtszustand in unmittelbarer Nähe eines jeden Teiles der Gleitlinie, der im Begriff ist von der Rissbildung erreicht zu werden, erfüllt ist, sondern auch in dem viel allgemeineren Fall, in dem einfach angenommen werden darf, dass in der gleichen Gegend die zu den zu der freien Oberfläche parallelen Elementarflächen gehörige Spannung eine konstante Richtung aufweist, die durch einen gleichbleibenden Wert des Winkels j dargestellt ist.

Ferner ist gezeigt, dass die Böschungen, deren Höhe einen bestimmten Wert überschreitet (der mittels der Formel (20) des Berichtes für den Fall, wo der Rankine'sche Gleichgewichtszustand herrscht, berechnet wird, d.h. für den besonderen Fall $i=j$ bei zyklidalen Rutschungen), eine *grosse Rutschgefahr* bieten und dass diese Gefahr in den folgenden zwei äussersten Sonderfällen: $i = \frac{\pi}{2}$ und $i = \varphi + \epsilon$ (ϵ unendlich klein, $\varphi \neq 0$), zu einem sicheren Rutschen wird.

Hiernach sind zwei Formeln (Nr. 21 und 22) aufgestellt, die ein anderes Gesetz gefährlicher Höhen definieren und mit Ausnahme der beiden vorgenannten äussersten Fälle stärkere Werte ergeben, und praktisch einem *bestimmten Rutschen* entsprechen, selbst für einen vom Rankine'schen verschiedenen Gleichgewichtszustand.

Im zweiten Kapitel ist angegeben, dass die *luftseitige Böschung* der Erddämme ohne Rücksichtnahme auf die Wirkung des Stauwassers berechnet werden kann, wenn man diese Böschung nach dem von de Vos in zweckentsprechender Weise angegebenen Verfahren entwässert, wobei vorstehende Formeln auch bei diesen Böschungen anwendbar sind. Das Gleiche gilt aber nicht für die *Wasserseitige Böschung*.

Diese Böschung ist einer besonders gefährlichen Beanspruchung ausgesetzt, die durch die üblichen Messverfahren nur schwierig zu ermitteln ist: Das ist der remanente hydrostatische Druck des in den kapillaren Poren des Bodens eingeschlossenen Wassers, der sich in Grösse und Richtung der durch den festen Boden in jedem Teil der Böschung ausgehaltenen Spannungen vorübergehend in einem ungünstigen Sinne, sowohl während des Entleerens des Beckens, als auch späterhin ändert.

Daraus ergibt sich, dass die Höhe, die man für die wasserseitige Böschung eines Staudammes als gefährlich bezeichnen muss, ausgesprochen kleiner ist als die entsprechende gefährliche Höhe eines gewöhnlichen Dammes, der aus dem gleichen und auf gleiche Art und Weise aufgehäuften Boden besteht.

Die Höhe wird man umso kleiner nehmen müssen, je grösser die Neigung der Böschung ist, je weniger wasserdurchlässig der benutzte Boden ist, und je schneller das Staubecken entleert wird, nachdem es auf längere Zeit bis auf den höchsten Wasserstand gestaut war.

Im ungünstigsten dieser Fälle scheint die gefährliche Höhe mit einem genügenden Sicherheitsfaktor mittels der Formeln 21 and 22 berechnet werden zu können, wobei die durch Laboratoriumsversuche gefundenen Werte C und φ für

die Kohäsion und den Reibungswinkel des benutzten Bodens durch folgende fiktive Werte ersetzt werden:

$$C' = C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ und } \varphi' = 0.$$

Diese Formeln ergeben Resultate, die in befriedigender Weise mit der Praxis übereinstimmen, insbesondere bei ihrer Anwendung auf französische Staudämme, bei denen auf der Wasserseite Rutschungen stattgefunden haben. Sie werden ohne weiteres gemildert werden können, wenn die Dämme aus weniger tonhaltigen Böden aufgebaut werden und weniger geneigte Böschungen aufweisen. Man muss dann die Werte der Widerstandskoeffizienten, die an Stelle der fiktiven Werte C' und φ' treten sollen, in diesem Fall durch Versuche bestimmen. Hierbei wird man die üblichen Widerstandversuche sofort nach der Druckbeanspruchung ausführen, d.h. man wird nicht, wie allgemein verfahren wird, abwarten bis der Wasserüberschuss ausgetrieben worden ist.

(D 38)

STANDFESTIGKEITSBERECHNUNG VON STAUDÄMMEN

EHRENBERG, *Deutschland*

Für die Berechnung von Böschungen und Erddämmen sind Raumgewicht und Schubwiderstandsbeiwert von Bedeutung. Sie sind daher als erste behandelt. Das Raumgewicht ist wesentlich abhängig von der Porenziffer, dem Wasser- und etwaigen Humusgehalt. Die Grösse des Schubwiderstandes des Bodens, wie sie durch Versuche gefunden wird, hängt wesentlich von der Art der Durchführung dieser Versuche ab. Besonders bei bindigen Böden müssen die Belastungen genügend lange wirken, damit der Wassergehalt der Probe sich den vorhandenen Spannungen anpassen kann. Nur so lässt sich der Einfluss des gespannten Porenwassers bei den Versuchen vermeiden.

In den weiteren Abschnitten wird die Spannungsverteilung sowohl in einzelnen Punkten eines Erdkörpers als auch in horizontalen und vertikalen Schnitten eines homogenen, symmetrischen Erdkörpers von Dreiecksform kurz behandelt.

Es schliessen sich Ausführungen über die Lage der Gleitflächen in kohärenten und kohäsionslosen Böden an. Als Gleitflächen werden im allgemeinen kreisförmige Flächen verwendet, deren Lage und Form geändert wird, um die ungünstigste Gleitfläche zu finden. Auch wird auf die Ermittlung der für die Erhaltung des Gleichgewichts erforderlichen Werte $\mu = \operatorname{tg} \rho$ (Reibungsbeiwert) und k_s (Kohäsion) eingegangen. Die von Fellenius angegebenen Kurven für reine Kohäsion und Kohäsion und Reibung wurden zu einer Kurvenschar zusammengefasst, die den Gebrauch dieser Kurven erleichtert.

Die Anwendung logarithmischer Spiralen als Gleitflächen wird besprochen und eine Formel mitgeteilt, aus welcher für eine bestimmte Gleitflächenlage und einen gegebenen Reibungswinkel die für das Gleichgewicht erforderliche Kohäsion ermittelt werden kann. Die Wirkung des Wassers als Normalkraft zur Gleitfläche ist bei den logarithmischen Flächen nicht so einfach rechnerisch zu erfassen wie bei den Kreisflächen.

Es folgt eine kurze Besprechung des Sicherheitsgrades. Dem bereits von Fellenius vorgeschlagenen Sicherheitsgrad $\eta = \frac{\mu \text{ vorhanden}}{\mu \text{ erforderlich}}$ wird der Vorzug gegeben.

Bei der Berechnung der Staudämme wird kurz auf die statische Wirkung des Wassers in den Dämmen eingegangen. Auch ist der Nachweis der Standfestigkeit der verschiedenen Dammenteile bei wasserseitig angeordneter Dichtung behandelt.

Dämme mit innen liegender Dichtung haben entweder nur einen Lehmkern, oder es ist hinter der Lehmschicht noch eine Beton- oder Eisenblechwand angeordnet, die vor allem ein Ausspülen von Lehmteilchen verhindern soll. Auch für diese Dammart ist der Nachweis der Standfestigkeit der luft- und wasserseitigen Böschung behandelt. Es ist versucht worden, auf Grund der im ersten Teil behandelten Spannungsuntersuchungen in homogenen symmetrischen Dämmen die Beanspruchungen des Kernbauwerks angenähert zu bestimmen. Da die Erddrücke im Damminneren unbestimmt sind, solange kein Gleiten eintritt, müssen Annahmen gemacht werden, die die wirklichen Zustände nur näherungsweise wiedergeben.

Zum Schluss des Berichtes sind noch die Querschnitte der in letzter Zeit in Deutschland ausgeführten Staudämme von Bedeutung angeführt.

(D 39)

ANGENÄHERTE BERECHNUNG DER STABILITÄT VON ERDDÄMMEN

CHUGAEV, U. S. S. R.

Nach einem Hinweis, dass Erddämme von gewöhnlichen Erdbauten sich dadurch unterscheiden, dass auf ihr Bodenskelett ausser den Schwerkraften noch Kräfte, die durch das Vorhandensein von Sickerwasser bedingt sind, wirken, wird in diesem Bericht folgendes dargelegt:

Im ersten Punkt des Berichtes (§ 1) werden die Ursachen des Auftretens der sogenannten "Filtrationskräfte" erörtert. Im zweiten Punkt (Paragraph) wird hingewiesen, dass im Falle der Bestimmung der Filtrationskräfte nach der Formel (2) (nach Terzaghi) oder nach der Formel (3) man, allgemein gesprochen, zwei Arten der Zerstörung des Bodenskelettes zu unterscheiden habe: (a) Das "Ausblasen des Grundes"; (b) das "Auswaschen des Grundes." Dabei hat man folgende mögliche Zerstörungsarten des Dammes in Betracht zu ziehen: (1) "Gesamt-Einsturz" der Böschungen, (2) "Örtlicher Einsturz" der Böschung, und (3) Auswaschung des Grundskelettes des Dammes. Im dritten Paragraph wird bemerkt, dass folgende mögliche Arten der Filtration des Wassers zu beachten sind: (1) Filtration im Berechnungszustand (Fig. 7 und 8), (2) Unstationäre Filtration (im Falle eines unzusammendrückbaren Grundskelettes), welche z.B. bei der Absenkung des Wasserspiegels im Becken eintritt, und (3) Unstationäre Filtration (im Falle eines zusammendrückbaren Grundskelettes). Im vierten Paragraph wird unterstrichen, dass die weiter unten vorgeschlagenen Berechnungen nur den "Gesamt-Einsturz" der Böschungen (mit Berücksichtigung nur der ersten zwei Arten der Filtration des Wassers) behandeln. Diesen Berechnungen liegt die bekannte Annahme Petersens (über die Kreiszyylinderform der Rutschfläche) zu Grunde. In den Paragraphen 5, 6, 7, 8, und 9 des Berichtes werden eine Reihe der vorgeschlagenen Berechnungsarten der Böschungen erklärt, die verschiedene Fälle behandeln, wenn auf den Boden der Böschung ausser den Schwerkraften noch Filtrationskräfte wirken und Kapillarwirkung auftritt. Bei der Behandlung dieser Berechnungsfälle werden die Linien gleicher Piezometerhorizonte (*h*) für den Grundwasserstrom eigens nach der elektrohydrodynamischen Analogiemethode des Akademikers N. N. Pawlowsky erhalten. Um das Kraftfeld, das im Gebiet des mit Filtrationswasser gesättigten Bodens auftritt, zu klären, wird der Vorschlag des genannten Autors über die Konstruktion (nach Formel 5) der äquipotentialen Linien ϕ des Feldes der "resultierenden" Kräfte verwendet, worin unter "resultierenden" Kräften die Resultierende der Schwerkräfte des Grundes, der Auftrieb des Grundes im Wasser und die Filtrationskräfte F_1 zu verstehen sind. Zur Vereinfachung der Berechnung werden die tatsächlichen Linien ϕ (Fig. 10) durch gerade Linien ersetzt; dabei ist es möglich, das

Kraftfeld durch die Grössen γ_0 und θ zu charakterisieren, wo γ_0 die spezifische, ermittelte Grösse der "resultierenden" Kräfte und θ den Winkel, der die Richtung der "resultierenden" Kräfte bestimmt, darstellen. Kennt man die Grössen γ_0 und θ , und lässt man die gleichen Voraussetzungen gelten, wie sie bei der Berechnung der "trockenen" Böschungen gebräuchlich sind, so lässt sich der Sicherheitskoeffizient β auf Standsicherheit der gegebenen Böschung (in Bezug einer freigewählten "Rutschlinie") nach der Formel (10) ausdrücken.

(D 40)

ANALYSE DER FESTIGKEITSVERHÄLTNISSSE VON ERDABHÄNGEN UND FUNDAMENTEN VON ERDDÄMMEN

IVANOV, U. S. S. R.

Im Rahmen dieser kurzgefassten Arbeit versuchte der Verfasser die Grundlagen der Berechnung der Erddämme auf ihre Stabilität zu entwickeln, unter der Voraussetzung des Rutschens der Erdmassen auf zylindrischen Oberflächen.

In dieser Abhandlung werden allgemeine Werte für die Stabilitäts-Koeffizienten der Erdmassen als Funktionen von Kraftkomponenten, die auf die Gleitfläche wirken, gegeben. Dabei wird im Unterschied zu den von Swen Gulien, Kreem, Fellenius und Terzaghi vorgeschlagenen Methoden, die dieselbe Aufgabe durch unmittelbares Integrieren (nach graphisch-analytischem Verfahren) lösen und somit die Summe der Normalkräfte, die auf die Gleitoberfläche wirken, in Form von einer Skala erhalten, nach der vom Verfasser vorgeschlagenen Methode die Summe der Kräfte in Form eines Vektors zum Ausdruck gebracht.

Die Frage, welche von diesen Auffassungen die richtige ist, muss durch experimentelle Prüfung gelöst werden.

Aber für die gewöhnlichen Fälle der Praxis wird der Unterschied zwischen den nach beiden Methoden erhaltenen Summenwerten der Reibungskräfte derart klein ausfallen, dass sogar in dem Falle, wenn die Experimentalarbeiten die Auffassung des Verfassers nicht rechtfertigen würden, trotzdem die ausserordentlichen Vereinfachungen bei der Lösung der Aufgabe nach dem vom Verfasser vorgeschlagenen Verfahren einen wesentlichen Vorteil bieten.

In der Abhandlung wird der allgemeine Wert für den Stabilitäts-Koeffizienten für Ableiten der Erdmassen auf zylindrischer Oberfläche in Form der folgenden Formel gegeben:

$$K = \frac{f(x_0 \Sigma X + y_0 \Sigma Y) + cpS}{x_0 \Sigma Y - y_0 \Sigma X}$$

wobei ΣX und ΣY Komponenten der Systeme von Kräften darstellen, welche auf die Gleitflächen wirken und auf die Koordinatenachsen projiziert sind, die durch das Zentrum der zylindrischen Gleitoberfläche hindurchgehen.

x_0, y_0 = Koordinaten der Durchschnittspunkte der Resultierenden mit der Gleitoberfläche.

c = spezifische Kohäsions-Kraft des Baugrundes.

S = Bogenlänge der in Betracht gezogenen Gleitoberfläche.

ρ = Radius des Bogens der Gleitoberfläche.

Mit Hilfe dieser Formel kann die minimale Stabilität der Erdmassen für alle Fälle der Praxis, wo derartige Fragen zu lösen sind, festgestellt werden. Aber entsprechend dem Diskussionsstoffe des Kongresses gibt der Autor in dieser Schrift nur den Gang der Berechnungen für folgende Fälle:

- (1) Trockene Böschung mit beliebigem Lastensystem und von beliebiger Form.
- (2) Obere und untere Böschungen des Erdwehrrs mit Berücksichtigung des Einflusses des hydrodynamischen Wasserdruckes.

(3) Fundament des Erddammes unter denselben Bedingungen.

Ausserdem werden in dieser Abhandlung Angaben über die Art und Weise der Lösung der Frage für jeden beliebigen praktischen Fall gegeben.

(D 41)

WALZEN DER BODENBAUSTOFFE VON ERDDÄMMEN

MYSLIVEC, *Tschechoslowakei*

Die Stabilität der Erddämme hängt auch vom Setzen des Dammmaterials und der Fundamente ab. Damit sich der Boden im Damm nicht setzt, ist es notwendig, denselben auf den natürlichen Poreninhalt hin zu walzen, der an jeder Stelle dem grössten dort wirkenden Drucke entspricht. Es wird deshalb an jeder Stelle des Dammes der grösste dort herrschende Druck berechnet. Der zugehörige natürliche Poreninhalt wird durch Versuche ermittelt, indem man die mit Wasser gesättigte Materialprobe zusammendrückt und nach erfolgter Setzung für jeden der Drücke den zugehörigen (natürlichen) Poreninhalt ermittelt.

Beim Bau wird dann das Dammmaterial in der Weise gewalzt, bis der ermittelte natürliche Poreninhalt an jeder Stelle des Dammes erreicht wird. Aus anderen Gründen muss hierbei der spezifische Druck der Walze um 1–2 oder auch mehr kg/cm² grösser sein, als der an der betreffenden Stelle berechnete maximale Druck im Damme. Das auf den natürlichen, oder auf einen noch kleineren Poreninhalt gewalzte Dammmaterial, setzt sich nicht, und es genügt daher der Stabilitätsgrad $\alpha=1.2$.

Je nach dem Ausmass der Setzung der Fundamente muss der angeführte Stabilitätsgrad entsprechend vergrössert werden.

(D 47)

BESTIMMUNG DER CHARAKTERISTISCHEN MERKMALE VON BAUSTOFFEN ZUR VERWENDUNG BEI ERDDÄMMEN UND IHRE ANWENDBARKEIT BEI DER BERECHNUNG DER STABILITÄT VON ERDDÄMMEN

MAYER, *Frankreich*

Im vorliegenden Bericht ist eine Übersicht über die im Laboratoire d'Étude du Sol et des Fondations, Paris, durchgeführten bodenphysikalischen Versuche gegeben. Die an Ort und Stelle entnommenen Bodenproben stammen von einer Anzahl französischer Erddämme, besonders von solchen, an denen in den letzten 50 Jahren Rutschungen auftraten.

Die Arbeit hebt hervor, dass nach allen bisherigen Berechnungsarten die zur Herstellung des Dammkörpers verwendeten Erdmassen für die Stabilität des Bauwerkes hätten vollauf genügen sollen. Man machte die Feststellung, dass alle in diesem Bericht geprüften Rutschungen nach der plötzlichen Entleerung des Staubeckens eintraten, sodass es erforderlich erschien, die Ursache der Rutschungen in den Unterdrücken (Saug-Drücken) zu suchen, die durch das durch die Poren des Dammkörpers sickernde Wasser hervorgerufen wurden. Unter dieser Voraussetzung gelang es, die Höhe des Wasserspiegels abzuschätzen, unterhalb welchem bei einer raschen Entleerung des Staubeckens die Stabilität des Dammes gefährdet wird: eine Bestätigung der erhaltenen Ziffern fand man in den bisher nachgeprüften Fällen. In einem besonderen Fall, wo die Entleerung langsam vorgenommen wurde, ereignete sich die Rutschung später als man errechnet hatte. Die Stabilität dieses Dammes würde aber schon früher gefährdet worden sein, wenn die Entleerung rascher erfolgt wäre.

Bei dem Studium der Stabilitätsbedingungen an einer Anzahl französischer Erddämme konnte man finden, dass sie heutzutage bei einer raschen völligen Entleerung nicht halten würden.

Gelegentlich planmässiger Forschungen, die auf Ersuchen des französischen Talsperren-Komitees unternommen wurden, wurde in jedem Falle die kritische Wasserspiegelhöhe errechnet und der jeweiligen Talsperren-Verwaltungsbehörde mitgeteilt, um von dieser Wasserspiegelhöhe ab die weitere Entleerung unter Anwendung grösster Vorsichtsmassregeln durchzuführen.

Weiterhin zeigte es sich, dass Bauwerke einen gewissen Schutz gegen Rutschungen dadurch erhalten, dass man den Dammfuss mit einer durchlässigen Schotterschicht belastet.

Alle Angaben geben nur in grossen Zügen eine allgemeine Theorie über die Stabilität von Erddämmen wieder. Die Voraussetzungen und Annahmen, die man bei den Berechnungen voraussetzte, sind alle aufgeführt. Man ging von der Voraussetzung aus, dass die Entleerung plötzlich stattfand und die Rutschung unmittelbar auf die Senkung des Wasserspiegels in dem Staubecken folgte. Dabei tauchte die Frage auf:

Was geschieht, wenn die Entleerung des Staubeckens nicht plötzlich, sondern langsam vor sich geht?

Welche Beziehung besteht zwischen der zeitlichen Änderung des Unterdruckes (Saug-Druck) und der Geschwindigkeit, mit der die Entleerung des Staubeckens vorgenommen wurde?

Welchen Einfluss haben in diesem Falle die Kapillar-Spannungen im Innern der Erdmasse des Dammes?

Der heutige Stand der Wissenschaft ist nicht in der Lage, diese Fragen vollauf zu beantworten; es wird der Hoffnung Ausdruck gegeben, dass zukünftige Forschungsarbeiten, eine Klärung dieser Punkte herbeiführen.

(D 48)

BERECHNUNG DER STABILITÄT VON ERDDÄMMEN

FELLENIUS, *Schweden*

Der Verfasser berichtet über die Berechnungsmethoden der Stabilität von Erddämmen unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen in folgenden 2 Fällen:

(I) Kohäsion. (II) Zusammenhängende Kohäsion und Reibung.

(I) Die einfache Berechnung mit der Gleichgewichtsbedingung (2) der Drehmomente wird in diesem Abschnitt gezeigt; dabei ist eine krumme Gleitfläche durch den Fusspunkt der Böschung angenommen. Weiter wird die Berechnung der erforderlichen Kohäsion mit Hilfe eines Kohäsions-Faktors erklärt; die Grösse des Kohäsionsfaktors ist diagrammässig bei verschiedenen Böschungswinkeln dargestellt; einige typische Gleitflächen werden gezeigt. Weitere Abbildungen zeigen gefährlichste krumme Gleitflächen durch den Fusspunkt der Böschung bei einigen verschiedenen Böschungswinkeln (nur Kohäsion) und die Stabilität einer Böschung (nur Kohäsion), wobei krumme Gleitflächen ausserhalb des Fusses der Böschung angenommen sind.

Unter II wird erst eine Annäherungsberechnung, Gleichung (8), angeführt und dann eine genaue graphische Berechnung gezeigt. (Krumme Gleitflächen durch den Fusspunkt der Böschung.) Danach wird eine systematische Behandlung des Problems zur Ermöglichung eines allgemein gültigen Ergebnisses angegeben. Diese gründet sich darauf, dass die graphischen Konstruktionen bei festgestellten Böschungswinkeln und verschiedenartig hohen Böschungen vollkommen gleichförmig sind, wenn man mit Kohäsionswerten arbeitet, die proportional zu den

entsprechenden Böschungshöhen sind. In allen hier behandelten Fällen wird vorausgesetzt, dass die Böschung sich im Gleichgewicht befindet.

Die Resultate dieser Berechnungen werden in den Abbildungen 6–9 angegeben, die den Zusammenhang zwischen Böschung und Reibungswinkel und Relativwert der Kohäsion darstellen, weiter die Mittelpunktslagen der Gleitfläche bei verschiedenen Böschungswinkeln und verschiedenen Relativwerten der Kohäsion, ferner die Verschiebung der Gleitfläche bei Veränderung des Relativwertes der Kohäsion. (Böschung 1:3.) Ausserdem wird der Zusammenhang zwischen möglichen Böschungshöhen bei verschiedenen Böschungswinkeln, θ , und bei senkrechter Wand unter Annahme zusammenwirkender Reibung und Kohäsion nebst kreiszylindrischer Gleitflächen durch den Fusspunkt der Böschung veranschaulicht.

Die Anwendung dieser Diagramme wird näher erläutert.

Danach folgen 2 graphische Berechnungen eines Dammes, unter der Annahme, dass die Erde nicht nur in dem Dammkörper selbst, sondern auch in dem Untergrund verschiedenartig ist und dass die Wasserseite wasserdicht ist.

Schliesslich werden Methoden und Berechnungen für die Bestimmung des Sicherheitsgrades behandelt. Hierbei werden einige Ansichten betreffend die "Rutschneigung" ausgesprochen. Es wird behauptet, dass ein besonderer Faktor für die Rutschneigung mit der Zeit bei entwickelten Untersuchungsmethoden für die Erdproben unnötig werden wird. Der Unterschied zwischen ungestörten (gewachsenen) und gestörten (ausgebreiteten) Erdproben muss besonders beachtet werden und ebenso auch der Unterschied zwischen den Resultaten bei schnell und langsam ausgeführten Prüfungen des Scherwiderstandes bei verschiedenen Normaldrücken.

(D 50)

BERECHNUNG DER STABILITÄT VON ERDDÄMMEN

JONSON, Schweden

Vorliegender Bericht behandelt die Spannungen in einheitlichen Erddämmen von dreieckigem Querschnitt unter Belastung durch Eigengewicht und Wasser. Der Wasserspiegel liegt in der Höhe des Scheitels. Es ist vorausgesetzt, dass die Mohr'sche Theorie der Bruchgefahr für Erde gültig ist. Demnach soll $\tau \leq \alpha + \beta \sigma_n$, wo τ die Druckspannung und β den numerischen Wert der Schubspannung bezeichnet.

Es sind drei Typen von Erde erörtert worden. Typ A, gekennzeichnet durch $\alpha=0$ und $\beta=\text{konstant}$; typ B durch $\alpha=\text{konstant}$ und $\beta=0$ und typ C, wo α und β konstant oder veränderlich sind. Alle Erdarten gehören wahrscheinlich zum typ C, aber die Untersuchung wird erleichtert, wenn der ideale typ A zuerst behandelt worden ist.

Durch Einführung einer Spannungsfunktion in der form $F = \Sigma [A_n \cos n\varphi + B_n \sin n\varphi]$ ist eine Methode für Berechnung der Spannungen in Erddämmen des Types A demonstriert worden. Da die Formveränderungen nicht beachtet worden sind, ist die erhaltene Lösung nicht eindeutig. Ein Maximum und ein Minimum sind ermittelt worden (vergleiche aktiven und passiven Erddruck). Die angegebene Methode ist für die Berechnung der Spannungen eines keilförmigen Körpers verwendbar. Im besonderen Falle, dass der Winkel am Scheitel φ ist, sind die Rankine'schen Formeln angewendet worden. Die berechneten Spannungen sind in einigen numerischen Beispielen mit den Versuchswerten verglichen worden.

Die Spannungen in den Erdarten der Typen B und C können ähnlich mit einigen Modifikationen berechnet werden, jedoch ist ein bequemerer Weg mit besonderer Hinsicht auf Erddämme besprochen worden.

Die numerischen Beispiele deuten an, dass die Stabilität des Dammkörpers von der Wasserbelastung nicht bedroht wird. Dabei muss aber beachtet werden, dass die Böschungen nicht steiler als der Winkel ρ in feuchtem oder wasserdurchtränktem Zustande der Erde sind.

Der Winkel ρ ist im idealen Typ A identisch mit dem natürlichen Böschungswinkel. Im typ C dagegen — d.h. in allen in der Praxis vorkommenden Erdarten — muss der Winkel ρ mit Hinsicht auf die Mohr'sche Umhüllungskurve gewählt werden. Um einen befriedigenden Sicherheitsgrad zu erhalten, muss der Winkel ρ kleiner als der obenerwähnte Mohr'sche kritische Wert bestimmt werden. Dabei müssen die üblichen praktischen Regeln beachtet werden und zwar muss der Erddamm im Querschnitt trapezförmig, nicht dreieckig, sein. Die Dammkrone darf niemals überflutet werden und die Durchspülungsgefahr muss beachtet werden.

Die obigen Erörterungen beziehen sich auf den eigentlichen Dammkörper. Der Baugrund muss auch unter Belastung durch den Dammkörper und das Wasser unbedingt sicher sein. Die Berechnung des Spannungszustandes im Baugrunde ist mehr kompliziert und ist, mit Ausnahme einiger Bemerkungen über den Sicherheitsgrad bezüglich der Rutschgefahr im Baugrunde, im Berichte nicht behandelt worden.

(D 56)

BERECHNUNG DER STABILITÄT VON ERDDÄMMEN

KNAPPEN, *Vereinigte Staaten*

Die Problemstellung ist die Sammlung von Information über die geologische Beschaffenheit einer Ausbaustrecke und die Zur-Verfügungstellung des gesammelten Materials. Dargestellt wird die Analyse von Kräften, die auf einen Staudamm wirken, mit den verursachten Spannungen und der Widerstandsfähigkeit der Baustoffe in dem Bauwerk.

Zu Beginn wird die Einteilung von Bodenarten erörtert, wobei besondere Untersuchungsmethoden empfohlen sind. Ferner wird die Einteilung und die Untersuchung von Bodenarten in ihrer Eigenschaft als Baumaterialien beschrieben. Hierauf ist eine Methode auseinander gelegt, um die Bedingung der Baustoffe in dem projektierten Staudamm im voraus zu bestimmen und um Probekörper für Untersuchungszwecke herzurichten.

Der Wellenschlag findet Erläuterung; Formeln für die Wellengeschwindigkeit werden angeführt; dargelegt wird eine Methode zur Errechnung der nötigen Dammhöhe über dem Wasserspiegel; ferner wird der Entwurf eines Schutzes der Abhänge erörtert. Der Bericht beschreibt die Bestimmung der Gleichströmungslinien und Gleichdrucklinien; dabei wird auf die Berechnung der Festigkeit gegen Grundbrüche ("piping") eingegangen. Formeln für die Berechnung der Standfestigkeit für Staudämme auf durchlässigem Untergrunde sind angeführt.

Eine allgemeine Lösung für die schwedische geotechnische Methode zur Bestimmung der Standfestigkeit von Abhängen, sowie eine photoelastische Methode zur Analyse von Staudammspannungen, in Verbindung mit einer Standfestigkeitsanalyse, sind dargelegt; die photoelastische Methode ist hier mit der schwedischen geotechnischen Methode verglichen. Der Bericht gibt eine Formel zur Berechnung der Standfestigkeit von hydraulischen Schüttdämmen wieder. Die Anwendung dieser Formel bei dem Entwurf von trockenen aufgetragenen Kernen mit Hilfe der schwedischen geotechnischen Methode ist gezeigt.

Bildliche Erläuterungen der Verschiebung in Staudämmen, zurückzuführen auf innere Spannungen, die während der Bauperiode auftraten, sind angeführt und

Methoden für den Konstruktionsentwurf von Staudämmen zwecks Abhilfe dieser Zustände sind ausgeführt.

Die Wirkungen von derart besonderen Massnahmen wie Spundmauern, durchlässige Verkleidungen, Filter und Entwässerungseinrichtungen sind erörtert. Methoden zur Errechnung einer wirksamen Standfestigkeit sind in dem Bericht vorgeschlagen.

Abschliessend findet das Abhängigkeitsverhältnis zwischen der Konstruktionsweise von Erddämmen von der Analyse der Bauuntergrund-Struktur kurze Behandlung.

(D 58)

METHODEN ALS VORSCHLÄGE FÜR DIE STANDFESTIGKEITSBERECHNUNG VON ERDDÄMMEN

MAY UND BRAHTZ, *Vereinigte Staaten*

Anstelle von Abschnitten begrenzter Weite, wie sie bei der schwedischen Methode der Analyse der Standfestigkeit von Erddämmen verwandt wurde, schlägt Mr. May in Teil I die Einführung von Abschnitten mit unbegrenzter Weite vor. Die Integration der Kräfte, die auf diese Segmente ausgeübt werden, wird mit Hilfe des Planimeters vorgenommen, durch Umfahren der Flächen unterhalb der Kurven, die diese Kräfte darstellen. Die Kraftkurven lassen sich leicht aus Werten zusammensetzen, die wenigen Punkten des Abschnittes entnommen sind.

Der Einfluss des hydrostatischen Druckes auf die Kräfte, der von den fraglichen Bogenteilen ausgeübt wird, ist in gleicher Weise bestimmt. Diese Kräfte werden ebenfalls mit Hilfe des Planimeters integriert. Bevor die Gesamt-Scherbeanspruchung am Bogen bestimmt wird, wird der Auftrieb von dem Gesamtnormaldruck in Abrechnung gebracht, der vom Gewicht des gesättigten Materials ausgeführt wird.

In Teil II erörtert Dr. Brahtz allgemein die in einer "punktweisen Druck-Analyse" vorkommenden Merkmale, sowie die Wirkung des inneren Flüssigkeitsdruckes. Die ideale Lösung des Problems ist erörtert, aber nur eine praktische Lösung ist unter gewissen vorbehaltlichen Annahmen angegeben. Die Grenz-teile werden als druckfrei angenommen, und der seitliche Druck (Bogenwirkung) ist berücksichtigt durch Einführung eines "Verdichtungsfaktors." Spannungsfunktionen werden in der Analyse angewandt, die zwei extreme Fälle umfasst; (1) Staudamm und Fundament bei leerem Staubecken nach rascher Entleerung und (2) volles Staubecken bei maximaler Aufnahmefähigkeit. Ein Sicherheitsfaktor ist durch die kritische Scherfestigkeit bestimmt. Empirische Formeln für Abhänge werden angeführt, und eine Methode für den Entwurf und die Kraftanalyse wird vorgeschlagen und erläutert. An Hand von Beispielen ist die Anwendung dieser Formeln gezeigt.

(D 59)

STANDFESTIGKEITSBERECHNUNG DER FUNDAMENTE VON UFERDÄMMEN UND ANDEREN EINDÄMMUNGEN

GILBOY, *Vereinigte Staaten*

Dämme, die auf nachgiebiger Unterlage gebaut sind, versetzen sich als eine Folge der seitlichen Verschiebung der unterstützenden Erdmasse oft um ein beträchtliches. Diese Erscheinung ist im wesentlichen eine Folge unzureichender Scherfestigkeit und kann immer dann erwartet werden, wenn die Scherfestigkeit des Untergrundes in keinem günstigen Verhältnis zu den durch die Belastung verursachten Scherkräften steht. Ein sachgemässer Entwurf bedingt daher eine Unter-

suchung der waltenden Spannungen und der physikalischen Beschaffenheit des Grundmaterials.

Annähernde Werte der Materialbeanspruchung können durch mathematische Berechnung sowohl wie durch photoelastische Modelstudien erzielt werden. Die Resultate dieser beiden Methoden stimmen für die Fälle, die sich mathematisch erfassen lassen, gut miteinander überein. Die photoelastische Methode ist besonders wertvoll für Untersuchungen von unregelmässigen Querschnitten, die sich mathematisch nur schwer berechnen lassen.

Die mathematische Analyse eines auf einer schwachen Bodenschicht geschützten, symmetrischen, dreieckigen Dammes, ergibt ein Resultat, das sich grob gefasst etwa folgendermassen ausdrücken lässt: die Scherfestigkeit der Schicht muss grösser sein als der kleinere der beiden Werte: (a) ein Viertel des Höchstdruckes; oder (b) der Höchstdruck, multipliziert mit dem Verhältnis der Dicke der Schicht zu der Grundweite des Dammes.

Diese Regel bedingt eine vertikale Belastung. Falls hohe horizontale Komponenten vorhanden sind, wie dies zum Beispiel im Falle von stark gewalzten Dämmen der Fall ist, so muss für diese eine gewisse Abweichung eingeräumt werden.

Die Ermittlung der Scherfestigkeit muss ausser einer Ermittlung der Anfangsstärke des Untergrundes auch noch Untersuchungen einschliessen, die das Mass ergeben, mit welchem diese Stärke unter Belastung zunimmt. In vielen Fällen wird ein Untergrund, der anfänglich unfähig ist eine gewisse Last zu unterstützen, genügend Festigkeit entwickeln, wenn das Zeitmass der Konstruktionsperiode nur langsam genug ist. Der Verfasser wandte diese Regeln zum ersten Male bei einer Chausseeaufschüttung an, die nachgab, weil der Bau zu schnell erfolgte. Nachdem aber eine Ruhepause eingefügt worden war, liess sich der Bau ohne Schwierigkeit zu Ende führen.

Verdichtungsexperimente sind ein Mittel, um die Rate zu schätzen, mit welcher die Stärke zunimmt. Dies Mittel ermöglicht es, den wahrscheinlichen Grad vorauszusagen, mit der die Aufschüttung sich infolge von einfacher Kompression setzen wird. Messungen an Erddämmen, die sich jetzt im Bau befinden, ergeben eine bemerkenswerte Übereinstimmung mit den vorausgesagten Werten.

Untersuchungen von drei Uferdämmen, die nach anfänglichem Setzen durch Verbreitung des Untergrundes standhaft gemacht worden waren, ergaben, dass, wenn eine Scherstudie gemacht wäre, die Mängel des Originalentwurfs erkannt wären.

(D 64)

STANDFESTIGKEIT VON ERDDÄMMEN

PAGLIARO, *Italien*

Die Stabilität von Erddämmen ist von zwei Faktoren abhängig: von der Gesamt- abmessung und der Gesamtstruktur.

Leider fehlen Anleitungen zur Bestimmung des Dammprofils, und somit hält man sich an andere schon gebaute Werke, welche ein ausgezeichnetes Verhalten gezeigt haben.

Jedenfalls ist die Abmessung eingehend zu würdigen.

Standfestigkeit der luftseitigen Böschung.—Die verschiedenen Theorien werden kurz analysiert und die Abweichungen von den tatsächlichen Verhältnissen hervorgehoben.

Wenn man, als erste Voraussetzung, die Kohäsion nicht berücksichtigt, sind die Böschungen einer Erdmasse mit normalen Neigungen die zur Genüge bekannt sind, zu konstruieren.

Man muss aber auch zwei andere Faktoren mit in Rechnung ziehen: die zerstörende Wirkung des Regens, des Frostes und der Sonne, wie auch die Höhe der Böschung. Die Neigung der Böschung ist nämlich auch eine Funktion der Höhe, da auch hier die Kohäsion eine Rolle spielt.

Die luftseitige Böschung von vorhandenen Dämmen, die eine Höhe von 25 bis 50 Meter erreichen, besitzen eine Neigung von 2 bis 2,5:1.

Ausser den Elementen, die bei der luftseitigen Böschung eine Rolle spielen, muss man bei der wasserseitigen Böschung noch die Wirkung des Staubeckenwassers berücksichtigen. Wenn man die Kohäsion vernachlässigt, erhält man übermässige Neigungen, und deshalb muss man die Kohäsion unbedingt berücksichtigen. Im Falle, dass ein zum Losbrechen neigender Block in ein Prisma verwandelt werden könnte, würde man sehr einfache analytische Werte zwischen der allgemeinen Höhe der Böschung, der kritischen Höhe, dem Kohäsionskoeffizienten, der natürlichen Neigung der Erdböschung und der Neigung der Dammverkleidung erhalten. Man kann auf diese Weise das "Böschungsprofil" mit gleichförmiger Stabilität konstruieren.

Diese Berechnungsart ist jedoch nur annähernd, und es wäre nicht berechtigt dieselbe ohne weiteres für die Bestimmung der Böschungsneigungen anzuwenden.

Aus einer Untersuchung von vielen erbauten Dämmen geht hervor, dass bei Dämmen zwischen 25 und 60 Meter Höhe, die wasserseitige Böschung eine mittlere Neigung von 3:1 hat; für geringere Höhen beträgt die mittlere Neigung 2,5 bis 2 : 1.

Für die Bestimmung der Stärke des Dammes auf seiner höchsten Stelle bestehen keine Regeln. Bei Dämmen, die höher als 20 Meter sind, wurde bisher eine Breite von 6 Meter angenommen; für niedrigere Dämme ist man bis zu einem Minimum von 3 Meter gelangt.

Was den Abstand vom höchsten Wasserspiegel bis zum obersten Punkt des Dammes anbetrifft, so beträgt dieser 4 bis 5 Meter bei Dämmen, die höher als 30 Meter sind; er ist hingegen 2,5 bis 3 Meter bei Dämmen von 20 bis 30 Meter Höhe.

Über die Eigenschaften der Erde sind 21 Untersuchungen durchgeführt.

Man hält es für zweckmässig, diese Untersuchungen in der Weise zu ordnen, wie sie vom Talsperrenkongress, welcher in Stockholm im Jahre 1933 gehalten wurde, eingeteilt worden sind.

Reibungs- und Kohäsionskoeffizient.—In Italien werden besondere Apparate für die Bestimmung dieser Koeffizienten verwendet.

Durchlässigkeitskoeffizient.—Auch für die Bestimmung dieses Koeffizienten werden nunmehr in Italien ziemlich genaue Apparate gebaut. Solche Apparate sind bei jedem im Bau befindlichen Erddamm vorhanden.

Kompressibilitätsgrad.—Es wird hervorgehoben, dass dieser Grad verschiedene Werte annimmt, je nachdem sich das Probestück seitlich frei ausdehnen kann oder nicht.

Die eudiometrischen Diagramme und das Kompressionsphänomen sind hierbei erwähnt.

Das spezifische Gewicht des trockenen Materials wird kurz angeführt.

Wassergehalt.—Ganz besondere Aufmerksamkeit verdient dieser Faktor, der entgegen der üblichen Praxis gewöhnlich wenig berücksichtigt wird. Das Nachgeben eines grossen amerikanischen, nach dem hydraulischen System gebauten, Dammes ist auf die grosse Wassermenge, welche in der Dammasse geblieben war, zurückzuführen.

Die auf grosse Erdelemente bezogene Analyse hat heutzutage einen grossen Teil ihres Wertes verloren. Sie ist hingegen für die feinen Elemente sehr wichtig, d. h. für die des Sandes und des Tones.

Grossen Wert legt man in Italien auf den Prozentsatz des Tones und auch auf den des Sandes; est ist bekannt, dass ein Zusammenhang zwischen Ton und Sand besteht, auf Grund dessen die Sandkörner in die Tonkörner eindringen und so die dem Ton eigentümlichen Phänomene des Anschwellens und des Schrumpfens vermeiden. Diese Ansicht ist schon seit langem in Italien verbreitet und hat zu jeder Zeit die besten Anwendungen gefunden.

Die normale Konsistenz.—Diese hat keine besondere Bedeutung, wenn schon zwischen ihr und der Erdrutsch-Festigkeit vielleicht eine Beziehung besteht.

Die Grenzen von Atterberg.—Dies sind nützliche Untersuchungen, die aber noch vervollständigt werden müssen.

Das erste Kriterium ist die Durchführung erfolgreicherer Untersuchungen. Vor allem ist es notwendig eine organoleptische Prüfung der zu verwendenden Erdmaterialien anzustellen. Deshalb ist es zweckmässig, sofort den Gehalt an Ton und dessen Prozentsatz im Sand zu prüfen.

Gleichzeitig sind die Reibungs-, Kohäsions- und Durchlässigkeits-Koeffizienten zu bestimmen.

Gibt diese erste Gruppe von Untersuchungen einen zufriedenstellenden Erfolg, kann man zu den anderen Untersuchungen übergehen.

Die erste Gruppe von Untersuchungen wird im Laboratorium, welches seit dem Jahre 1930 bei jedem italienischen, im Bau befindlichen Damme besteht, durchgeführt.

Um alle Untersuchungen durchführen zu können, wäre ein zentrales Laboratorium für die Ermittlung verlässlicher Erdelemente notwendig.

Ponencias Generales

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

CEMENTOS ESPECIALES

Ponente General: J. L. SAVAGE

Chief Designing Engineer, U. S. Bureau of Reclamation

DISCUSION GENERAL

El cemento portland, como lo elabora la mayor parte de las fábricas en todo el mundo de acuerdo con las especificaciones adoptadas como normales en muchos países, se ha empleado por más de 50 años en la construcción de presas de hormigón. A fin de hacer frente a las demandas de la mayoría de los consumidores de cemento, la tendencia en el desarrollo del producto normal ha sido hacia la mayor resistencia temprana y la consiguiente mayor temperatura de hidratación. Esta tendencia, unida a las construcciones más rápidas de los últimos años, han hecho evidentes las desventajas del cemento portland normal en la construcción de grandes presas de hormigón. Un ejemplo de estas desventajas son las temperaturas extremadamente altas que han sido responsables del agrietamiento extensivo de muchas presas modernas de hormigón, y la rápida disgregación de otras hasta tal punto que ha sido necesario reemplazarlas o repararlas extensamente después de un período relativamente corto.

En años recientes se ha prestado atención al desarrollo de muchos cementos especiales para usos especiales, y se ha tratado de encontrar un cemento más apropiado para las estructuras hidráulicas. Las propiedades exigidas para un cemento tal están resumidas en las memorias por Forsen, Suecia; Halcrow y Lea, Gran Bretaña; y Savage, Estados Unidos de América, como sigue:

Evolución de calor.....	Tan baja como posible.
Tiempo de fraguado.....	Largo, a fin de permitir que se coloque un gran volumen sin un endurecimiento indebido.
Trabajabilidad.....	Buena, poca separación del agua o poca segregación, disminución de la separación de agua o de la segregación.

[TRADUCCIÓN DEL INGLÉS]

Resistencia del hormigón----- Alta después de 90 días con suficiente resistencia temprana para que los moldes se puedan quitar pronto.

Densidad y resistencia al agua---- Buenas.

Los principales requisitos parecen ser que el cemento tenga un calor bajo de hidratación, una resistencia alta a la acción agresiva de las aguas y de otros agentes disgregantes, y una tendencia reducida hacia el agrietamiento. En todas partes los laboratorios tenían su atención concentrada en conocer mejor los factores que afectan el aumento de la temperatura, la permeabilidad, la resistencia, el tiempo de fraguado, la trabajabilidad, la contracción y la extensibilidad de los cementos y de los hormigones. Teniendo ese conocimiento, se podrían especificar los cementos cuyas calidades desfavorables para grandes construcciones estuvieran reducidas al mínimo. Un resultado directo de esta investigación intensa fueron los cementos portland de bajo calor, fabricados en los Estados Unidos y en Suecia. Se encontró que la composición mixta de los cementos era de gran importancia. Otras investigaciones condujeron al estudio del tipo de cemento portland-puzolana y a su adaptación a la construcción de presas, empleando puzolanas naturales o artificiales de una gran variedad y de gran diversidad de utilidad. La memoria por Baalsrud y Friis, Noruega, trata de los resultados obtenidos en Noruega con presas de hormigón y describe la disolución y arreste de la cal del hormigón por las aguas acidas de ese país, así como la experiencia en otras partes con estructuras sometidas a la acción del agua de mar, lo que ha dado un impulso a las investigaciones para producir cementos resistentes a tal acción.

Los tipos de cementos investigados, que se usan en diferentes países y sobre los cuales tratan algunas memorias son:

Cementos de alta resistencia temprana: Descritos en las memorias de Davey, Gran Bretaña; Fujii, Japón; y Savage, Estados Unidos.

Cemento portland normal que se incluye en las memorias principalmente como base de comparación para los cementos especiales. Casi todos los autores hacen estas comparaciones.

Cemento portland modificado: Descrito por Fujii, Japón; y Savage, Estados Unidos.

Cementos que producen poco calor: El "Silikat," cemento de este tipo, producido en Suecia, lo describen Forsen, Lalin, y Westerberg, el cemento que produce poco calor de los Estados Unidos lo describe Savage. Fujii, Japón, describe un cemento, llamado de bajo calor, que es muy similar al cemento portland modificado (calor moderado) de los Estados Unidos.

Portland-puzolana: Los cementos "Pansar A" y "Pansar Silikat" los describen Forsen, Ohman y Berg, Suecia; el cemento portland de escorias lo describen Fujii, Japón, Kallauner, Checoeslovaquia, y Davey, Gran Bretaña; y el portland con diversas puzolanas lo describen Kind, Rusia; y Savage, Estados Unidos.

Cementos especiales resistentes al agua: Varios autores hacen mención de ciertos cementos producidos principalmente para resistir la acción de aguas corrosivas. Stanton describe uno de estos cementos y su descripción está englobada en la memoria de Savage, Estados

Unidos, siendo en realidad un cemento del tipo portland modificado. Hoffman, Italia, y Kallauner, Checoeslovaquia, describen los cementos aluminosos para resistir las aguas agresivas.

Cementos féreos: Hoffman, Italia, declara que el desarrollo de este tipo de cemento de por sí o en combinación con materiales puzolánicos es una adaptación muy importante en ese país para su empleo en pequeñas estructuras hidráulicas.

Como lo indican las memorias por Spindel, Austria, Baalsrud y Friis, Noruega, y Savage, Estados Unidos, la mejora que puede obtenerse por un cambio en el tipo de cemento solamente ha de ser pequeña en comparación con los resultados de escoger la mejor combinación de los muchos factores que contribuyen hacia la conducta del hormigón en la estructura. Esto queda demostrado mejor en conexión con el cambio de volumen a causa de la pérdida de temperatura. Es obvio que si la temperatura al colocar el hormigón es alta, como ocurrió en la presa Boulder en los meses de verano, y las temperaturas finales permanentes son relativamente bajas, es inevitable un gran descenso en la temperatura con las consiguientes contracción y tendencia hacia el agrietamiento, aun cuando no haya ninguna evolución de calor por el cemento. Bajo tales condiciones, la mejoría debida al empleo del cemento que desarrolla poco calor en comparación con el cemento normal es solamente un porcentaje muy pequeño del descenso total de la temperatura. Esto de ningún modo disminuye la importancia del trabajo hecho por los muchos investigadores que han tratado de explicar la conducta del cemento con el fin de que un tipo especial, que posea las propiedades más favorables, pueda especificarse, o que el cemento normal pueda mejorarse. En cuanto se refiere al cemento llamado en los Estados Unidos "cemento portland modificado" (llamado "de bajo calor" por Fujii, Japón) este descubrimiento ha resultado en el desarrollo de un producto que promete substituir al actual cemento portland normal para muchos fines.

Las investigaciones de que tratan Sandri, Austria, y Savage, Estados Unidos, sobre la tasa de evolución de calor del cemento han contribuido al desarrollo de ecuaciones matemáticas por Vogt en Noruega, Davey en la Gran Bretaña, por Glover y otros ingenieros del "Bureau of Reclamation" en los Estados Unidos, y también por otros más, las cuales permiten que se puedan hacer predicciones seguras de los cambios de la temperatura del hormigón tomando en consideración los muchos factores determinantes. Estos estudios abren el camino hacia el proceso de construcción mas deseable y la selección más adecuada de otros factores que se pueden controlar, así como también la selección del mejor tipo de cemento.

Es necesario que ahora tratemos de comprender mejor la relación que existe entre los muchos factores que entran en la conducta del hormigón en la obra terminada; el desarrollo de ensayos normales adecuados, tan simples como sea posible, para poder indicar con más certeza las propiedades importantes y para ayudar a formular especificaciones adecuadas para los diferentes tipos de cemento. Vogt y Rutle, Noruega, y Spindel, Austria, en sus memorias señalan la insuficiencia de los actuales ensayos normales para la selección y el control de los cementos y sugieren ciertos procedimientos. Forsén, Suecia, presenta un resumen de especificaciones normales tentativas

para seis clases de cementos y sugiere ciertos ensayos obligatorios y otros varios ensayos de carácter informativo solamente.

Las investigaciones, desarrollos y experiencias en todos los países que han tratado el asunto de cementos especiales, que además de los anteriormente mencionados incluye a Czetwertynski, Polonia, Honigmann, Austria, e Ishii, Japón, hacen hincapié en el hecho de que el uso de un cemento especial solamente es uno de muchos factores variables importantes que constituyen los problemas complejos que se presentan en las construcciones de hormigón. Al fin de esta ponencia se incluye un breve resumen de cada una de las memorias sometidas y todas contienen informes valiosos e interesantes referentes a las diferentes fases de los problemas de los cementos y de las obras de hormigón.

La lista que aparece a continuación, compilada de las memorias sometidas, muestra la diversidad de tipos de cemento en uso reciente para presas de hormigón:

<i>Nombre de la presa</i>	<i>País</i>	<i>Tipo de cemento</i>
Presa de Laggan	Gran Bretaña	Portland normal.
Presa de Tongland	íd.	Portland normal y portland de endurecimiento rápido.
Presa de Clatteringshaw.	íd.	Portland-escorias.
Presa de Vargon	Suecia	Portland de bajo calor.
Presa de Krangede	íd.	Puzolana con portland de bajo calor.
Dejefors	íd.	Puzolana con portland normal.
Presa de Tsukahara	Japón	Portland de calor moderado.
Presa de Barbellino	Italia	Férreo.
Presa de Owyhee	Estados Unidos	Portland normal.
Presa de Morris	íd.	Portland de bajo calor.
Presa de Boulder	íd.	Portland de bajo calor y una mezcla con portland normal.
Presa de Bonneville	íd.	Portland puzolana.
Presa de Norris	íd.	Portland modificado.
Presa de Grand Coulee.	íd.	Portland modificado.
Presa de Tygart	íd.	Portland modificado.

La adaptación relativa de los diferentes tipos de cemento usados en las presas arriba mencionadas no puede juzgarse sin tener un completo conocimiento de las condiciones que existían en las diferentes obras, las que se pueden encontrar en las respectivas memorias. Los ejemplos que se han citado sirven para ilustrar el interés universal que existe sobre la cuestión del mejor tipo de cemento para las presas de hormigón. Sin duda que el progreso futuro que se haga en esta materia dependerá grandemente de que se tenga un adecuado conocimiento de las reacciones que ocurren en los procesos de endurecimiento del cemento, y este conocimiento sólo podrá adquirirse por medio de investigaciones fundamentales sobre los cementos y los hormigones.

TEMAS DE DISCUSION

1. El problema del cemento en el hormigón en masa:
 - a. Importancia relativa.
 - b. Justificación de los cementos especiales.
 - c. Selección del tipo más apropiado.
2. Requisitos que debe tener el cemento para el hormigón en masa:
 - a. Calor bajo de hidratación.
 - b. Gran finura.
 - c. Buena trabajabilidad usando poca agua.
 - d. Resistencia al agua.
 - e. Resistencia a los agentes atmosféricos.
 - f. Alta extensibilidad o resistencia al agrietamiento.
 - g. Desarrollo favorable de la resistencia con una alta resistencia final.
3. Control de los cementos escogidos de acuerdo con las especificaciones:
 - a. Propiedades y métodos de ensayo.
 - b. Importancia de la composición.
 - c. Efecto de las variaciones en las materias primas y en los métodos de fabricación.
4. Información requerida:
 - a. Procesos químicos y físicos que ocurren en el endurecimiento del hormigón.
 - b. Calor final de hidratación.
 - c. Propiedades elásticas y plásticas en los primeros días.

RESUMENES DE LAS MEMORIAS SOBRE LA CUESTION III

(D 1)

EFECTOS DE LA TEMPERATURA INTERNA EN LAS PRESAS DE GRAVEDAD SOBRE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

ISHII, *Japón*

Con el fin de determinar el efecto causado en la resistencia del hormigón por las altas temperaturas producidas en la parte interior de un cuerpo macizo de hormigón como el de una presa de gravedad, se hicieron observaciones y ensayos, durante un año, con muestras de mortero y hormigón, sometidas a temperaturas que oscilaron entre 20° y 70° C. Estas observaciones han demostrado que las muestras sometidas a temperaturas de 40° a 50° C presentaban mayor resistencia a una edad temprana, pero a medida que la edad avanzaba todas las muestras, cualquiera que fuera la temperatura a que se habían sometido, finalmente alcanzaron casi el mismo grado de resistencia.

(D 9)

FABRICACIÓN EN EL JAPÓN DEL CEMENTO PORTLAND QUE PRODUCE POCO CALOR

FUJII, *Japón*

En esta memoria se suministran los resultados de una investigación de las propiedades químicas y físicas del cemento que produce poco calor fabricado en e-

Japón. Aunque los datos de estos ensayos son incompletos en muchos respectos, es evidente que el carácter físico de las materias primas y el método de fabricación del actual cemento comercial pueden ser de gran importancia en la calidad del cemento de la misma composición química y, por lo tanto, cada fábrica de cemento puede tener su fórmula propia para las diversas características de cemento especial.

(D 10)

EFFECTOS DE LA TEMPERATURA EN LA MASA DE HORMIGÓN

DAVEY, *Gran Bretaña*

Durante el fraguado de una gran masa de hormigón, la parte central de la masa pierde calor muy lentamente y el hormigón se endurece bajo condiciones casi adiabáticas y, por lo tanto, pueden conseguirse temperaturas muy altas. La temperatura alcanzada depende principalmente del tipo de cemento empleado. Los cementos portland ordinarios y los de fraguado rápido a menudo difieren muy poco en este respecto; los cementos de altos hornos producen calor más lentamente que los cementos portland en el periodo inicial, pero al cabo de tres días también defieren poco en la cantidad de calor que producen; los cementos aluminosos producen temperaturas muy elevadas en las primeras veinticuatro horas. Otros factores que influyen en el aumento de la temperatura son las proporciones de las mezclas, el tamaño de la masa de hormigón, la velocidad de la colocación, el aislamiento debido al encofrado, y las condiciones externas. La investigación ha demostrado que tanto la elevación de temperatura como la resistencia del hormigón endurecido son más altas en el centro que en las orillas de una masa de hormigón, con excepción del hormigón preparado con cemento aluminoso, en cuyo caso la resistencia es más baja en el centro. Igualmente, la contracción y la deformación pueden variar en toda la masa y van acompañadas de una contracción de orden térmico además de los efectos de contracción. Estos fenómenos pueden tener una influencia importante en el comportamiento de una estructura, tal como una presa de hormigón, y por lo tanto es conveniente reducir todo lo posible estos efectos de temperatura usando cementos apropiados y una dosificación bien escogida; y por los resultados de los ensayos de laboratorio, hechos con el cemento, debiera ser posible predecir las temperaturas que pueden alcanzarse en una masa de hormigón. En el Building Research Station, de Watford, Inglaterra, se han estudiado estos problemas, y también se han comparado las temperaturas alcanzadas en el hormigón de tres grandes presas con las conseguidas en los ensayos de laboratorio hechos con el cemento usado en las estructuras. Se describe esta investigación y se demuestra que, a base de esos ensayos de laboratorio, es posible establecer relaciones aproximadas que pueden usarse para predecir aproximadamente las temperaturas que se alcanzarán en una gran masa de hormigón hecha con un determinado cemento.

(D 11)

CEMENTOS ESPECIALES

HALCROW y LEA, *Gran Bretaña*

El empleo del hormigón en vez de la mampostería en la construcción moderna de las grandes presas ha introducido dificultades que pueden atribuirse al aumento de temperatura durante el fraguado y en algunos casos a la acción disolvente de las aguas puras de pantano. Se suministran datos sobre el aumento de temperatura y sobre la formación de grietas en la presa de Laggan que fué terminada en 1935. Un examen reciente de la presa de Blackwater, terminada hace unos 27 años ha demostrado que el hormigón no ha sufrido ningún deterioro serio a causa de la acción del agua infiltrada por las grietas.

Se hace referencia a los cambios que han sufrido durante los últimos 25 años las características de los cementos artificiales y su influencia en la construcción de masas de hormigón. Hasta la fecha no existen en la Gran Bretaña ejemplos prácticos del empleo de cementos que producen poco calor.

El Subcomité Británico de Cementos Especiales está investigando los métodos empleados para medir la evolución de calor y la solubilidad de los cementos.

Se han hecho ensayos sobre la evolución del calor en el hormigón usando dos clases de calorímetros adiabáticos y sobre cemento puro por el método de calor de solución. Se ha construido un calorímetro adiabático sencillo y poco costoso que ha dado buenos resultados. Se opina que los ensayos hechos con este aparato ofrecen ventajas sobre el método de calor de solución, pues el ensayo se hace más fácilmente, y los resultados obtenidos demuestran una correlación directa con las observaciones hechas en las grandes presas. El aparato también es menos costoso, pero es necesario emplear varios aparatos para llevar a cabo el mismo número de ensayos que se pueden hacer con un solo aparato para medir el calor de solución.

Se han hecho ensayos sobre la solubilidad de los cementos empleando los métodos siguientes: método de extracción sueco con cemento puro, fraguado y molido; método de infiltración con placas de mortero magro; y el método de Rengade por el cual la superficie de las muestras de mortero se somete a la acción de un chorro de agua. El método de extracción sueco es de fácil ejecución y puede repetirse con exactitud. Los ensayos con el método de infiltración en las placas de mortero no se han podido repetir satisfactoriamente. En cuanto al método de Rengade no se han obtenido aún suficientes datos para llegar a conclusiones respecto a la exactitud con que puede repetirse.

Los ensayos hechos en cementos ricos, como los del método sueco, han sido criticados porque los resultados pueden no ser aplicables a los hormigones ordinarios. Es necesario hacer más investigaciones para poder determinar definitivamente cual es el mejor método para ensayar la solubilidad de los cementos.

Se hace un resumen de los trabajos británicos, publicados recientemente, sobre los asuntos discutidos.

(D 23)

TRABAJOS DEL LABORATORIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS, DEL INSTITUTO SOVIÉTICO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS DE HIDROTECNIA, REFERENTES AL ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DE LOS CEMENTOS ESPECIALES PARA CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS

KIND, U. R. S. S.

Para las construcciones hidráulicas en que se dan rígidas especificaciones para el hormigón, se pueden recomendar los cementos portland de altos hornos y los cementos portland de puzolana con adiciones hidráulicas ácidas; estos cementos poseen cualidades de impermeabilidad superiores a las del cemento portland ordinario.

Los hormigones fabricados con los cementos portland de altos hornos o de puzolana poseen, en comparación con los hormigones de cemento portland ordinario, una impermeabilidad mucho mayor. Para obtener con el cemento portland de puzolana un hormigón de la misma impermeabilidad que la del hormigón de cemento portland ordinario, se puede disminuir considerablemente la cantidad de cemento empleada por metro cúbico de hormigón, a saber: de 40 a 50 kgs/m³, si se emplea un cemento de tierra de diatomea, y de 60 a 70 kgs/m³, si se emplea cemento que contenga materias silíceas.

La lixiviación de la cal, debida a las infiltraciones de agua a través del hormigón hecho con cemento portland de puzolana, progresa mucho más lentamente que en el hormigón de cemento portland ordinario, porque, en el primer caso, toda la cal se encuentra químicamente combinada bajo la forma de hidrosilicato de calcio.

Cuando la construcción hidráulica se somete a la acción de aguas minerales, el hormigón de cemento de puzolana no sufre casi ninguna desintegración, mientras que la resistencia del hormigón de cemento portland ordinario disminuye con el tiempo.

Las deformaciones lineales (hinchamiento en el agua y retracción en el aire) son casi las mismas en el cemento portland de puzolana y en el cemento portland ordinario. El cemento portland con adición de tierra de diatomea puede considerarse como una excepción: en efecto, el hormigón hecho con este cemento, sufre, durante el endurecimiento retracciones ligeramente superiores a las de los otros cementos actualmente conocidos.

(D 24)

LA CUESTIÓN DE LA ELEVACIÓN DE LA TEMPERATURA EN LAS PRESAS; INVESTIGACIONES TÉRMICAS DE LARGA DURACIÓN SOBRE EL CEMENTO YA FRAGUADO

SANDRI, *Austria*

Esta memoria es la continuación de la Memoria No. 8 presentada por el Comité Nacional Austriaco al Primer Congreso de Grandes Presas, intitulada: "La cuestión de la elevación de temperatura en las presas." Como en dicha memoria, en ésta se trata de las medidas de las cantidades de calor producidas durante el fraguado del cemento y el endurecimiento lento consecutivo. Como ese calor produce en el interior de las grandes presas elevaciones de temperatura peligrosas, su conocimiento exacto presenta un gran interés técnico. Pero la medida directa de las elevaciones de temperatura en el interior de las presas ya construídas no es suficiente para elucidar el problema; es absolutamente necesario completar estas medidas mediante ensayos de laboratorio.

Hemos conseguido establecer un proceso nuevo, isotérmico, muy eficaz, que permite medir directamente la cantidad de calor desarrollado por unidad de peso de cemento y por hora, lo cual permite obtener fácilmente el calor que se ha desarrollado desde el comienzo del fraguado hasta el tiempo de la medida. Por otra parte parece que la duración del desarrollo de calor es una característica especial de la manera en que se fragua el tipo de cemento considerado.

En los trabajos anteriores (Memoria No. 8 al Primer Congreso) ya se obtuvieron algunos resultados interesantes sobre el calor del fraguado; especialmente se determinó su estrecha relación con la temperatura. Aquí se ha investigado otro problema sumamente interesante, aplicando el método isotérmico. Primero se han estudiado los cementos que producen poco calor, norteamericanos y escandinavos, y se ha probado que el desarrollo de calor de estos cementos era efectivamente muy inferior al del cemento portland ordinario.

Se ha medido el desarrollo de calor de las mezclas de cemento portland ordinario con trass o puzolana, con el fin de determinar la influencia de estas adiciones. Se ha probado que si el trass o la puzolana contribuyen al desarrollo de calor, esta contribución no es suficiente para que el calor desarrollado por la mezcla alcance al de un cemento portland puro.

En este orden de ideas también es interesante saber si las materias añadidas al hormigón ejercen o no, por sí mismas, una influencia química durante el

fraguado. Los ensayos que se han hecho en este sentido sobre cal y cuarzo representando los carbonatos y silicatos, han demostrado que tienen cierta influencia y que especialmente la cal puede, en ciertas circunstancias, contribuir notablemente al desarrollo de calor. Sin embargo, en la mayor parte de los casos, la adición de materias de esta naturaleza puede, en la práctica, ser considerada como de una influencia insignificante.

Por fin se ha examinado la influencia del almacenaje del cemento en el desarrollo de calor; se ha probado que el cemento almacenado al aire libre desarrolla casi el mismo calor de endurecimiento que el cemento fresco, pero el endurecimiento toma un período de tiempo más largo, lo cual significa que se retrasa el fraguado.

A base del conocimiento exacto del desarrollo de calor en función del tiempo, se pudo calcular por adelantado la elevación de temperatura que sufrirá el interior del hormigón de las grandes presas, teniendo en consideración todas las circunstancias que intervienen, especialmente la transmisión de calor al medio ambiente. En otro lugar se suministra información complementaria sobre esta cuestión.

(D 25)

CEMENTOS ESPECIALES

SPINDEL, *Austria*

Se estudian las características y la evolución de varios tipos de cementos especiales y se demuestra que presentan propiedades ventajosas pero también ofrecen algunos inconvenientes.

Las características de las cualidades del cemento y del hormigón, discutidas por el Subcomité Internacional de Cementos Especiales, se examinan en detalle y se demuestra que la influencia de los varios tipos de cementos especiales sobre las propiedades tiene menos importancia que la influencia de los diversos factores que intervienen en la preparación del hormigón.

Se describen las ideas que son de reconocido valor sobre las cualidades que debe presentar un buen hormigón. Se demuestra que los defectos atribuidos en ciertos casos al cemento portland no incumben en realidad al tipo actual de este cemento, sino que son causados por no seguir con exactitud los puntos discutidos.

Algunas propiedades especiales ventajosas, muy deseables para el hormigón, podrían obtenerse mediante adiciones apropiadas al cemento portland, en vez de emplear cementos especiales. Mediante estas adiciones se ha tratado de disminuir la relación agua/cemento y facilitar la preparación del hormigón, así como la compacidad y la resistencia a la tracción.

Se llama la atención sobre ciertas diferencias fundamentales entre los ensayos normales y la preparación sobre el terreno, y se proponen diversos procesos de ensayo nuevos que, en su mayor parte, han sido ideados en Austria y que ofrecen completa garantía desde el punto de vista de las cinco propiedades del cemento y del hormigón discutidas por el subcomité.

(D 26)

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA PRESIÓN Y DEL DESARROLLO DE CALOR DEL HORMIGÓN EN LAS PARTES CENTRALES DE GRANDES MASAS DEL HORMIGÓN POR MEDIO DEL CALORÍMETRO TERMOLÉCTRICO

HONIGMANN, *Austria*

El calor desarrollado durante el fraguado del hormigón es una función del tiempo, de la temperatura, de la proporción de agua contenida, etc.; por lo tanto el calor

desarrollado por unidad de tiempo durante el endurecimiento del hormigón depende de la composición de la mezcla, de la proporción de agua, del tiempo requerido para el fraguado, de la temperatura y quizás de la presión de endurecimiento. Además, la fuerza de compresión depende, en primer lugar, de los mismos factores y por lo tanto existe una estrecha relación entre esta fuerza y la cantidad total de calor desarrollado.

Se describe un nuevo tipo de calorímetro, altamente sensitivo, sin inercia, destinado para medir exactamente el calor desarrollado por el hormigón y su empleo para determinar la resistencia en el interior de grandes masas de hormigón. El calorímetro se compone de planchas indicadoras entre las superficies de las cuales se miden las diferencias de temperatura por medio de elementos térmicos montados en series. Las diferencias de temperatura entre dichas superficies son proporcionales a la cantidad de calor que atraviesa las paredes de medida. La cantidad de calor desarrollado por los diversos cuerpos que están entre las paredes pasa a través de dichas paredes y es entonces medida. Gracias a la construcción de las paredes, el calorímetro mide sin inercia las variaciones de intensidad del calor desarrollado indicando tal intensidad por medio de un aparato registrador o totaliza la cantidad sobre un contador integrado.

También se describe un calorímetro simplificado del mismo tipo y su empleo como aparato medidor en la determinación de la fuerza de compresión en el interior de grandes masas de hormigón. Consiste simplemente de seis planchas de medida enterradas en la masa de hormigón en una forma tal que rodean completamente una parte cúbica de la masa. La cantidad de calor desarrollado durante el fraguado del hormigón y que cruza las paredes de medida se determina por los aparatos de medida conectados a los varios calorímetros por medio de alambres aislados. La escala de los contadores (registros de tensión) puede indicarse sobre la misma escala que muestra la fuerza de compresión y ser basada en el resultado de los ensayos hechos anticipadamente por ejemplo, kg/cm^2 o lb/pulg. cuad.) de modo que la fuerza de compresión del hormigón en el punto de medida pueda leerse en cualquier momento en el aparato durante el período del fraguado. Las graduaciones del aparato incluyen la fuerza de compresión adicional resultante del calor desarrollado en idénticas condiciones en que el hormigón se endurecerá en la obra. Se da un ejemplo de la distribución de los puntos en que se toman las medidas en una grande presa (aproximadamente 300.000 m^3 y 280 m de longitud en la coronación). La fuerza de compresión será medida en este caso en los 76 puntos. La aplicación fué efectuada en 14 planos horizontales y 20 secciones verticales, igualmente distribuidos sobre la masa total.

Conjuntamente con la determinación de la cantidad de calor desarrollado durante el fraguado se averigua la temperatura también en los puntos de medida y si es necesario también las tensiones internas. Todos estos factores dan una idea exacta de la manera en que actúa el hormigón desde el punto de vista estático y termodinámico.

(D 27)

CINCUENTA AÑOS DE EXPERIENCIA EN EL HORMIGÓN DE PRESAS NORUEGAS

BAALSRUD y FRIIS, *Noruega*

Esta memoria describe las experiencias prácticas obtenidas con del hormigón en presas noruegas durante los últimos 50 años. Entre otras cosas, la memoria indica las conclusiones sometidas por el Comité Noruego del Hormigón, después de haber examinado 87 presas. Indica que 7 presas importantes han tenido

que ser reconstruidas completamente a causa de la mala calidad del hormigón, y también que hay muy pocas presas totalmente libres de los posibles deterioros a que está sujeto el hormigón. Especialmente se indican los efectos debidos al hielo. Estos son importantes para Noruega porque la temperatura en el invierno puede bajar en las montañas hasta 40° centígrado bajo cero. También se indica que el agua de los ríos noruegos es a la vez pura y ácida, y por lo tanto posee una fuerte acción disolvente sobre la cal. A este respecto se recuerda que la nieve, y el agua causada por el derretimiento de la nieve, poseen una proporción mucho mayor de ácido carbónico, ya esté en estado libre o disuelto, que el agua ordinaria.

Después de hacer constar que el cemento noruego empleado ha sido de un tipo y una calidad normales y que las adiciones de materiales como trass, etc., se han ensayado sin beneficio aparente, se mencionan los resultados prácticos que se cree haber alcanzado en los 50 años de experiencia.

(D 28)

NOTAS SOBRE ENSAYOS DE CEMENTOS ESPECIALES

VOGT Y RUTLE, *Noruega*

Los ensayos normales a que se someten los cementos a veces se encuentra que son engañosos o incompletos para determinar la selección de los cementos, especialmente cuando se trata de comparar los cementos portland ordinarios con los cementos de puzolana, los cementos de altos hornos y otros cementos de fraguado lento, que podrían emplearse en las presas.

El ensayo de flexión para el mortero plástico (dos graduaciones de arena y gran contenido de agua) se recomienda como el principal ensayo de resistencia para los cementos. Las probetas conservadas a temperaturas bajas y las probetas muy secas deben incluirse en los ensayos de cementos sensibles a tales influencias.

La retracción debe medirse en las probetas colocadas en agua durante 28 días antes de secarse.

La flexibilidad es una propiedad muy importante del hormigón, y deben efectuarse ensayos apropiados siempre que haya de elegirse cementos para presas. Se hace notar que el grado de flexibilidad es muy diferente en el estado húmedo, durante el período de desecación, y en el estado completamente seco. Por esta razón, en todos los ensayos, es necesario hacer una distinción entre estos tres estados.

(D 42)

CEMENTO ESPECIAL

KALLAUNER, *Checoslovaquia*

Esta memoria suministra datos sobre las siguientes materias:

1. Experiencias sobre el empleo de los cementos portland en las construcciones recientes de grandes presas de hormigón, en Checoslovaquia, las cuales son favorables. Para la construcción de la presa de hormigón de Vranov en el Dyje la más grande del país, se ha empleado cemento portland de dos fábricas. Se exigió que los cementos fueran de composición y propiedades lo más uniformes posible. Se exigió que la finura de la molienda no fuese demasiado grande (Residuo de unos 8% al tamiz No. 70, es decir 4.900 kg/cm²). Se prescribió una resistencia mínima a la tracción y a la compresión. No se ha descubierto el menor defecto del hormigón debido al calor excesivo de hidratación o al efecto del agua en el cemento.

2. En Checoslovaquia se está desarrollando la fabricación de cementos especiales para construcciones hidráulicas. Están siendo consideradas algunas

clases de cementos portland corrientes, que producen poco calor de hidratación, los cementos de altos hornos y, por último, los cementos especiales apropiados a las construcciones de grandes presas.

3. Estudio de las nuevas posibilidades de fabricación de cementos especiales que producen poco calor de hidratación, con la adición de materiales apropiados, especialmente en cuanto se refiere a la fabricación de los cementos mixtos. Estudio seguido de la relación entre la composición, el calor de hidratación, la constancia del volumen y la resistencia a la acción de las aguas. Estudio de las influencias corrosivas de diversos productos químicos en los diferentes morteros de cemento y en los hormigones, incluyendo los cementos especiales para las construcciones hidráulicas.

4. Trabajos sobre cementos especiales publicados en Checoslovaquia: El Prof. Dr. Ing. O. Kallauner y el Ing. Dr. B. Bürgl han publicado: "Los calores de hidratación de los cementos" (Chemické Listy, 1935, página 238; Stavivo, 1935, página 295).

En este trabajo se tratan los calores de hidratación de los cementos en general así como también su determinación. Publicaron los resultados de sus ensayos con 12 cementos, entre los cuales se encuentran también 2 cementos especiales para las construcciones hidráulicas. Los autores han determinado también los análisis químicos de estos cementos y sus propiedades normales. Se ha averiguado que los calores de hidratación, determinados por los ensayos, no concuerdan suficientemente con los resultados calculados a base de la composición química.

Los autores han seguido cualitativamente el curso del aumento de la temperatura durante el fraguado y el endurecimiento inicial. Los cambios de temperatura se representan gráficamente. Para ciertas clases de cemento, las curvas tienen una forma característica.

(D 43)

INFORME INTERINO SOBRE LOS MÉTODOS DE ENSAYOS DE LOS CEMENTOS EN LO QUE CONCIERNE CALOR DE HIDRATACIÓN, LA ACCIÓN SOBRE EL CEMENTO DE LAS AGUAS QUE SE INFILTRAN EN EL HORMIGÓN, LA RETRACCIÓN, LA PERMEABILIDAD Y LA TRABAJABILIDAD

SUBCOMITÉ INTERNACIONAL DE CEMENTOS ESPECIALES

[No hay resumen.]

(D 44)

ESTUDIO BIBLIOGRÁFICO DE TRABAJOS ESCANDINAVOS RECIENTES SOBRE CEMENTOS ESPECIALES PARA PRESAS Y ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN DE AGUAS
SUBCOMITÉS SUECO Y NORUEGO

[No hay resumen.]

(D 51)

CEMENTOS ESPECIALES SUECOS PARA CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS
FORSÉN, LALIN, WESTERBERG, ÖHMAN Y BERG, Suecia

El Sr. Forsén describe la composición y las propiedades de cuatro tipos de cemento fabricados y empleados técnicamente en Suecia.

Dichos tipos son:

(1) Cemento portland clase A (cemento portland normal).

- (2) Cemento portland silíceo (cemento que produce poco calor).
- (3) Cemento Pansar A (80% portland normal, 20% puzolana muy activa).
- (4) Cemento Pansar silíceo (90% cemento que produce poco calor, 10% puzolana muy activa).

Las propiedades constatadas se dan en las tablas:

Tabla 1. Capacidad de diferentes puzolanas de combinarse con cal.

Tabla 2. Composición química, fineza de molido y tiempo de fraguado.

Tabla 3. Calor de hidratación.

Tabla 4. Resistencia a la compresión según los ensayos normales suecos (= alemanes).

Tabla 5. Resistencia a la tracción según los ensayos normales suecos (= alemanes).

Tabla 6. Resistencia del hormigón a la compresión; la consistencia estando determinada, contenido de cemento=350 kg/m³.

Tabla 7. Retracción según los ensayos normales preliminares alemanes.

Tabla 8. Contenido de hidrato de cal del cemento endurecido.

Tabla 9. Disolución de la cal en el agua según un método sueco.

Tabla 10. Permeabilidad según el método normal alemán.

Tabla 11. Resistencia a la acción de una solución de sulfato de soda.

Los resultados obtenidos en la práctica con el cemento silíceo los presentan Lalin y Westerberg, con cemento Pansar silíceo los presenta Öhman y con cemento Pansar A los presenta Berg.

Los Sres. Lalin y Westerberg dicen que durante la construcción de la central hidro-eléctrica de Vargon se exigió un cemento especial capaz de ser impermeable al agua como también al aire en estas construcciones. Como resultado se tuvo un cemento fuerte en sílice. La experiencia adquirida demostró que la larga dilación en el endurecimiento constituye una gran ventaja. Las experiencias comparativas indican que prácticamente el cemento silíceo carece de grietas contrariamente al cemento portland ordinario. El cemento fuerte en sílice posee un bajo grado de trabajabilidad, demanda cuidados muy especiales cuando la temperatura es baja y muestra tendencia a formar grietas en la capa superior del hormigón aunque esas desventajas pueden evitarse trabajando bien el hormigón en el molde.

El Sr. Öhman presenta los resultados obtenidos con el cemento Pansar durante la construcción de la presa de Krangede. Las temperaturas constatadas se indican (fig. 1) para el cemento Pansar (max. 49° C) y (fig. 2) para el cemento portland ordinario (max. 75° C). En comparación con el cemento portland, se constata para el cemento Pansar una igual trabajabilidad, una menor resistencia, una mayor tendencia a la formación de grietas en las superficies horizontales. Este cemento requiere medidas de protección contra las temperaturas bajas y se endurece más lentamente.

El Sr. Berg. dice que mayormente se empleó el cemento Pansar para la construcción de la central de Dejefors. Sin embargo también se empleó el cemento ordinario y por lo tanto se ha podido hacer una comparación entre las dos calidades.

Se ha encontrado que en la práctica el cemento Pansar requiere mayor cantidad de agua que el cemento portland ordinario para obtener la necesaria plasticidad.

Dentro de las condiciones citadas se ha constatado que el intervalo de trabajabilidad al emplear el cemento Pansar fué de 50 litros de agua por metro cúbico de hormigón, comparado con 35 litros en el caso del cemento portland. De consiguiente, el empleo del cemento Pansar facilita mucho el obtenimiento de un hormigón que puede trabajarse en los moldes sin segregación del agua.

A causa de la "tenacidad" del cemento, el hormigón compuesto con cemento Pansar demanda, a fin de obtener una masa sin cavidades, un trabajo más largo que un hormigón compuesto con cemento portland teniendo la misma plasticidad.

Parece necesario tomar precauciones muy especiales para evitar malos resultados en bajas temperaturas.

(D 52)

NUEVAS ESPECIFICACIONES PARA LOS CEMENTOS NORMALIZADAS EN SUECIA

FORSÉN, *Suecia*

Se han formulado en Suecia nuevas especificaciones para el cemento, basadas en los ensayos hechos durante 3 años así como también sobre las experiencias obtenidas en otros países. Se dan detalles de una cantidad de ensayos esenciales así como también de algunos otros considerados como documentarios.

(D 53)

ENSAYOS SOBRE LA COMPOSICIÓN DE LA GRAVA DE LOS HORMIGONES IMPERMEABLES

CZETWERTYNSKI, *Polonia*

La granulación de la grava en los bancos situados a lo largo del río Dunajec depende en gran parte de sus elementos constituyentes, a saber: arenisca, granito, piedra calcárea.

El revestimiento de la cara de aguas arriba de la presa de Roznow está construido de un hormigón que asegura una impermeabilidad absoluta.

Como la arsenica y las piedras calcáreas generalmente forman gravas planas y el granito gravas de forma esférica, y que de otro lado, el tamaño de los granos depende de la naturaleza de la roca, al seleccionar cuidadosamente el grano de los elementos constituyentes se pudo obtener una mezcla muy impermeable y teniendo una porosidad de sólo 19,87%.

Esta composición de granos corresponde, según la curva de tamizado de Fuller, a una porosidad de 21,6%.

La cantidad de agua que se debe agregar depende de la naturaleza de las rocas que constituyen la grava y la arena.

Se dan ejemplos de la rápida impermeabilización natural de las muestras de hormigón bajo presiones de agua hasta de 12 atmósferas.

Los ensayos que se hicieron con el hormigón vibrado mostraron que aun con pequeñas adiciones de agua se puede obtener una masa impermeable y plástica.

(D 61)

CEMENTOS ESPECIALES PARA LAS OBRAS HIDRUÁLICAS EN GENERAL Y PARA LAS GRANDES PRESAS EN PARTICULAR

HOFFMAN y SEMENZA, *Italia*

La memoria menciona los diferentes cementos especiales producidos en Italia y empleados en las obras hidráulicas: puzolánico, de escorias, férreo, ferro-puzolánico y fundido.

La producción italiana presenta una orientación evidente hacia los tipos preparados con la adición de ingredientes hidráulicos: cementos puzolánicos, de escorias y ferro-puzolánicos.

Con estos cementos se obtienen elevadas resistencias mecánicas, además de las cualidades siguientes, valiosas para el empleo en las obras hidráulicas: elevada

resistencia química, poca cantidad de cal libertada durante la hidratación a causa de contener poca cal el cemento; presencia de constituyentes capaces de fijar la cal libertada; reducido calor de hidratación y poca retracción.

Por último, estos cementos, aunque tienden a reducir al mínimo las variaciones volumétricas debidas a la retracción y a la disipación del calor de hidratación, oponen a los efectos de este calor una alta resistencia mecánica.

(D 67)

SEPARACIÓN DEL AGUA DE UNA MEZCLA DE CEMENTO*

GIERTZ-HEDSTRÖM, *Suecia*

Se discute la separación de parte del agua de una mezcla fresca de hormigón antes de endurecerse. Se describe un proceso sencillo para estudiar esta propiedad de separación. Entre otros factores se ha encontrado que la calidad del cemento influye considerablemente en el grado de separación de agua. Se indica que varias propiedades importantes del hormigón están relacionadas con la separación de agua. Con este motivo se hace mención de la resistencia mecánica, la impermeabilidad, la durabilidad y la trabajabilidad. Con referencia a esta última se recomienda que se continúen las investigaciones de esta clase.

(D 68)

CEMENTOS ESPECIALES PARA EL HORMIGÓN DE MASA

SAVAGE, *Estados Unidos*

Esta memoria es un resumen de un extenso tratado sobre cementos especiales para hormigón de masa, que fué preparado para el Segundo Congreso de Grandes Presas y publicado por el "Bureau of Reclamation" de los Estados Unidos.

Uno de los problemas más importantes que presente el hormigón de masa es el control de los cambios de volumen causados por las variaciones atmosféricas durante y después de la construcción. Las observaciones hechas en la Presa Boulder indican que la temperatura durante la colocación puede ejercer en el descenso de temperatura y la consiguiente retracción del hormigón una influencia mucho mayor que ninguna otra reducción basado en las características de producir calor propias del cemento. Las variaciones de volumen también pueden ser causadas por las condiciones climáticas, el carácter de la fundación, los metodos y la duración de la obra, y por las propiedades térmicas, elásticas y plásticas del hormigón.

El efecto de la clase de cemento en la durabilidad de una presa de hormigón de masa es de menor importancia que los otros ingredientes o los otros métodos de construcción empleados. El cemento influye la resistencia del hormigón contra los cambios atmosféricos y la acción de las aguas, y contra la disolución causada por la infiltración. El empleo del tipo de cemento adecuado puede reducir grandemente el costo inicial o mejorar la calidad, de forma que se reduzca al mínimo el costo de mantenimiento.

Para dimensiones más pequeñas, tales como las que pueden hallarse en las presas bóvedas delgadas, el promedio de temperatura máxima alcanzado por el hormigón puede llegar a reducirse de 10° a 15° F usando cemento que produzca poco calor.

Esta clase de cemento portland se empleó en la construcción de la Presa Morris de California y, al mismo tiempo que la refrigeración artificial, en la construcción de la Presa Boulder. En ambos casos se han producido muy pocas grietas.

* Esta memoria no pudo ser considerada en la ponencia general porque se recibió demasiado tarde.

También se empleó cemento que produce poco calor, con buenos resultados, en la Presa Rodríguez de Méjico.

El cemento portland normal empleado en la Presa Owyhee presenta grandes grietas debidas al tiempo y a otras condiciones asi como también al tipo de cemento.

En la Presa Norris, donde se empleó un cemento modificado que contenía una baja proporción de aluminato de tricalcio sin refrigeración artificial, aparecieron grietas en la superficie.

El empleo de cemento portland resistente al sulfato en los pilares y anclajes de hormigón del Puente de San Francisco-Oakland Bay y del Puente Golden Gate promete una resistencia mucho mayor a los efectos corrosivos del contacto con el agua de mar que si se hubiera empleado cemento portland normal. Un cemento portland-puzolana, llamado "high-silica," también se usó en algunas partes de estas estructuras. El tiempo determinará cual de estos dos cementos ofrece mayor resistencia al agua de mar.

La Presa Bonneville, en Oregón, está siendo construida con cemento portland-puzolana, combinado con una mezcla bastante pobre, y colocado a bajas temperaturas y una duración de construcción modificada. Todavía es demasiado pronto para sacar conclusiones pero hasta la fecha se ha notado muy poco agrietamiento.

Recentes estudios de laboratorio hechos en los Estados Unidos han suministrado mucha información nueva sobre las propiedades químicas y físicas de los cementos. El "National Bureau of Standards" hizo ensayos con cincuenta y un cementos comerciales, y en la Universidad de California se fabricaron unos cincuenta cementos especiales, se quemaron y molieron en el laboratorio a fin de obtener una gran diversidad de composiciones variables para los ensayos.

Se encontró que el silicato de tricalcio y el silicato de dicalcio son los principales compuestos para dar resistencia al cemento portland. Una pulverización más fina también mejora la resistencia. Una elevada temperatura inicial en el fraguado de la masa es perjudicial a la fuerza de compresión definitiva.

Diferentes clases de cemento presentan marcadas diferencias en el calor de hidratación, en la resistencia a las heladas, al deshielo y a la acción agresiva de las aguas que contienen sulfato, así como también en cuanto se refiere a la trabajabilidad, la resistencia de tensión, la extensibilidad, la permeabilidad y otras propiedades.

El autor discute el análisis matemático de los movimientos de temperatura en el hormigón de masa. El estudio matemático de la historia térmica es un paso importante para evaluar la contribución de los cementos especiales al control térmico del hormigón. Se puede determinar matemáticamente la pérdida de calor en cualquier punto de una estructura o la distribución de temperatura por toda la masa en cualquier momento.

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

**CONSTITUCION E IMPERMEABILIDAD DE LAS JUNTAS DE
RETRACCION, CONTRACCION Y DILATACION**

Ponente General: **RAYMOND E. LAPEAN,**
Hugh L. Cooper & Co., Inc.

DISCUSION GENERAL

DEFINICIÓN DE LA CUESTIÓN

Al indicar las materias que habían de tratarse, la Oficina Central de la Comisión Internacional de Grandes Presas definió estos temas como sigue:

“La Oficina Central llama la atención al hecho de que debe hacerse una distinción entre juntas de retracción, cuya acción se limita al período de construcción y a la primera parte del período de funcionamiento de la presa, y juntas de contracción y de dilatación que sirven de protección contra los movimientos debidos a los cambios de temperatura y de carga, y cuya función dura toda la vida de la presa.

Las dos clases de juntas pueden coexistir en la misma presa, en cuyo caso las primeras están cementadas cuando ha terminado el principal efecto de retracción; o las mismas juntas pueden desempeñar el doble servicio antes mencionado, en cuyo caso generalmente quedan abiertas durante toda la vida de la estructura.

Teniendo en cuenta estas diversas circunstancias y según el tipo y las características de la presa (gravedad, bóveda, curva, recta, etc.), será conveniente estudiar estas juntas en relación con:

1. Su necesidad, su utilidad, y porqué son necesarias y útiles.
2. Estudio teórico de su uso incluyendo, en particular, la distancia, las características y los detalles de construcción.
3. Procedimientos empleados en su construcción.”

Esta cuestión tiene gran importancia porque trata de la integridad y de la estabilidad de grandes estructuras, cuyo fracaso causaría pérdidas materiales mucho mayores que el costo de las estructuras mismas, sin mencionar las pérdidas humanas que podrían causarse.

[TRADUCCIÓN DEL INGLÉS.]

Esta cuestión merece una consideración general mucho mayor de la que se le puede prestar en unas cuantas páginas. No será posible, a causa de la limitación de espacio, estudiar adecuadamente cada una de las memorias, y esta ponencia general tendrá por objeto: primero, la indicación de orientaciones principales en que se refleja la opinión de la mayoría de los autores; y segundo, el mencionar las experiencias relatadas o las opiniones avanzadas por los autores que puedan desarrollar temas que sea conveniente discutir en las sesiones.

NECESIDAD DE USAR JUNTAS DE CONTRACCIÓN—DISTANCIAS APROPIADAS

La opinión general en cuanto se refiere a la necesidad de las juntas de contracción (que se distinguen de las juntas de retracción) es que estas juntas deben emplearse en todas las presas rectas de mampostería y en las presas gravedad de hormigón. Existen algunas excepciones, notablemente la del Sr. Jones (Estados Unidos de América), pero por regla general la opinión mencionada es la expresada por la mayoría.

Con referencia a las presas bóvedas, existe una divergencia de opinión mayor, empezando con el autor que cree en la necesidad de esas juntas, siguiendo con la opinión de otro que mantiene que son necesarias solamente en el paramento de aguas arriba, hasta el autor que opina que no son necesarias en absoluto. Aquí se presenta una divergencia de opinión en el aspecto fundamental de la cuestión. Las sesiones orales realmente debieran tratar de resolver estas diferencias.

Las opciones respecto a las distancias de las juntas de contracción son casi unánimes de que en las presas gravedad de hormigón las juntas de contracción no deben espaciarse más de 15 metros, aunque algunos abogan en favor de una distancia de 12 metros. Para las distancias, sin embargo, deben considerarse además de la magnitud y el tipo de la presa varios factores básicos importantes que es necesario estudiar cuidadosamente antes de poder determinar las distancias. Entre estos factores figuran: (a) la cantidad de mampostería depositada de una vez; (b) la finura y el calor desarrollado por los cementos empleados; (c) el porcentaje de cemento en comparación con el volumen total de la mampostería; (d) la cantidad de tiempo permitida al fraguado antes de cubrir la mampostería con mampostería adicional; (e) la cantidad de agua en el mortero y (f) el perfil de la fundación.

Los autores que presentan memorias sobre esta materia son partidarios de que las juntas de contracción, en principio, se extiendan completamente hasta las fundaciones.

DETALLES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Varios autores han presentado memorias sobre los detalles de diseño y construcción de varios tipos de juntas de construcción; las memorias que prestan atención especial a esta fase de la materia son las de los Sres. Renaud y Thimet (Francia); Williamson (Gran Bretaña); y Westerberg, Flodin y Werner (Suecia).

El ancho recomendado para las aberturas de las juntas de retracción transversales varía entre un mínimo de 0,61 m. a 2,44 m, determinado por el tamaño de la estructura, etc. Algunos autores aconsejan que no se empleen juntas de retracción transversales de un ancho demasiado

grande porque puede producirse en la abertura misma una retracción excesiva. También aconsejan que, al hacer la construcción, se faciliten medios de desagüe apropiados para disponer de las filtraciones a través de las juntas.

El Sr. Werner (Suecia), en su memoria sobre el diseño de las juntas de contracción, retracción y construcción, ha presentado, además de los diseños típicos de las juntas usadas en varias presas importantes, un arreglo ingenioso para una armadura de acero que atraviesa las juntas de retracción.

No existe una opinión unánime en cuanto se refiere a la superioridad de las juntas planas en oposición a las dentadas. Los autores partidarios de estas últimas indican una preferencia por los redientes trapezoides sobre los rectangulares, a causa de que éstos pueden trabarse en los ángulos agudos y causar grietas de retracción. Este tema parece apropiado para ser discutido en las sesiones.

IMPERMEABILIDAD Y CIERRE

La impermeabilidad o cierre de las juntas se ha tratado con bastante detalle, y la mayor parte de los autores son partidarios de usar planchas de metal (preferentemente de cobre) en vez de asfalto o betún. Algunos autores recomiendan el acero inoxidable. Otros de los materiales mencionados, aunque no se recomiendan a causa de su rigidez y falta de elasticidad, son el acero y el hierro fundido. La madera también se puede usar cuando está sumergida constantemente.

El Sr. Flodin (Suecia) presenta un dispositivo de impermeabilización, contracción y dilatación que consiste de una chapa de cobre curvada, fijada en ambos lados de la junta a una pestaña de la viga de acero encastrada en el hormigón por medio de una plancha superpuesta que se fija con tornillos que tienen tuercas muy ajustadas; la filtración se impide con tuercas de cierre elástico y fibra de palmito arrollada a la cabeza de los pernos. Este dispositivo, usado en un canal de alimentación de la central hidroeléctrica de Malfors, ha resultado absolutamente impermeable hasta la fecha.

El Sr. Thimel (Francia) aboga por el uso de una barra de hormigón armado en forma de cuña interpuesta por una membrana bituminosa o un prisma de betún colado en estado de fusión protegido por una barra de hormigón armado y con un circuito de recalentamiento.

Los Sres. F. Smrček y J. Kalla (Checoslovaquia) han presentado una memoria detallada sobre los ensayos hechos para obtener, por medio de una banda de caucho, la impermeabilización de las juntas de dilatación en las paredes de hormigón de un canal de alimentación, cuyo resultado hasta la fecha es muy satisfactorio.

MEDICIONES DE LA CONTRACCIÓN

Los métodos para medir la contracción se han discutido bastante en las memorias presentadas por los autores de Italia, Suiza y los Estados Unidos de América, incluyendo la descripción de los aparatos empleados para hacer las medidas, y los lugares en que están colocados.

El Sr. Contessini (Italia) ha presentado datos estadísticos de las medidas tomadas en las contracciones y dilataciones longitudinales de una presa de hormigón (Presa de Cignana) en un período de tres

años, suministrando datos no solamente sobre las juntas principales sino también sobre las secundarias y las parcialmente secundarias. Presenta un análisis basado en el funcionamiento de las juntas bajo dos clasificaciones separadas, es decir, la contracción progresiva que tiene lugar durante el fraguado del hormigón, y las contracciones y dilataciones periódicas debidas a los cambios de la temperatura exterior que se propagan en la masa del hormigón.

El Sr. Juillard (Suiza) da los resultados de las medidas de las deformaciones en la Presa Spitalum e indica las observaciones hechas en otras dos grandes presas. También expone la estática elemental del hormigón, basándose en las siguientes conclusiones: (1) Después del fraguado inicial continúa la hidratación del cemento durante meses y años con una disminución constante de intensidad. Siempre resulta un aumento del volumen absoluto de las partículas del cemento. (2) La contracción proviene de la evaporación del agua no fijada químicamente; ella aumenta con los esfuerzos de compresión. (3) Las deformaciones específicas y perceptibles del hormigón, es decir, el hincharse en el agua o la contracción en el aire, no representan más que una fracción, aproximadamente $1/5$ de las deformaciones específicas sufridas por el cemento puro. (4) La transformación lenta del cemento, consecuencia de la hidratación, impide siempre que el hormigón alcance una alta resistencia a la tracción, en cambio le permite la contracción sin disminución notable de esta resistencia.

El Sr. Jones (Estados Unidos) ha dado los resultados de las observaciones de la retracción de las juntas en la Presa Norris, según han sido registradas por unos 40 aparatos medidores instalados en la estructura, la ubicación de los cuales se indica por medio de diagramas.

Los resultados presentados en estas tres memorias y las opiniones expresadas por otros autores muestran que los esfuerzos causados por las fluctuaciones estacionales de temperatura son mayores en la superficie y disminuyen rápidamente en el interior. Aconsejan que se tenga en consideración este factor al diseñar y espaciar las juntas de contracción.

Es de esperar que la discusión proporcione nuevas ideas sobre la contracción, que puede producirse a causa de las variaciones de los niveles de embalse, la composición del hormigón, etc.

MÉTODOS DE IMPERMEABILIZACIÓN

Los métodos empleados para impermeabilizar las juntas de contracción han sido tratados con algún detalle por los Sres. Coyne (Francia), Williamson (Gran Bretaña) y Jones (Estados Unidos). El desagüe de las aguas de infiltración también ha sido discutido y se mencionan en diferentes memorias diversas ubicaciones para el drenaje.

Algunos autores no son partidarios de inyectar las juntas de contracción, y es de esperar que en la sesión se discutan extensamente los méritos de esta cuestión.

El Sr. Coyne (Francia), al describir la impermeabilización de las juntas de contracción de la presa bóveda de Marèges, explica el empleo de una forma ingeniosa de válvulas de retención que fueron necesarias para la inyección de los agujeros horizontales; se ilustra el método por medio de dibujos y fotografías.

ALGUNAS RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES PARTICULARES

El Sr. Williamson (Gran Bretaña) observa que las juntas de construcción horizontales a menudo producen filtraciones y algunas veces causan más dificultades que las juntas verticales. Los factores que contribuyen a esta condición pueden ser (a) el secamiento demasiado rápido de la superficie del hormigón; (b) la limpieza imperfecta de la superficie antes de depositar hormigón nuevo, causando exudación; (c) el movimiento relativo en el fraguado entre una capa nueva y una capa vieja que se ha enfriado, causando trastornos en las juntas o cerca de las juntas de las capas, y (d) la colocación de hormigón nuevo en una superficie muy seca, haciendo que en la junta disminuya la humedad del hormigón nuevo. Las medidas de precaución sugeridas por el mismo autor son respectivamente: (a) mojar la superficie con agua hasta que se coloque la próxima capa; (b) quitar por completo la costra, poner áspera y limpiar la superficie antes de colocar la capa nueva; (c) evitar que pase mucho tiempo entre la colocación de las diversas capas; y (d) mojar la superficie durante largo tiempo antes de hacer la colocación.

También describe las ventajas del método usado en la construcción del plan de fuerza hidráulica de Galloway en Escocia.

La memoria presentada por el Sr. Sandeman (Inglaterra) da una lista de las presas en que se han producido grietas, y de otras presas construídas casi de la misma manera que han permanecido intactas, sin agrietarse. El autor adelanta la teoría que los siguientes métodos de construcción tienden a evitar que se agriete la estructura: (a) Rapidez moderada en la construcción; (b) empleo de piedras en la mayor proporción posible en comparación con el hormigón; (c) uso de cemento con limitada elevación de temperatura; (d) aeración del cemento antes de usarlo; (e) limitada dosis de agua en la mezcla.

Puesto que el Sr. Sandeman ha hecho referencia a la presa Norris, sería apropiado que el Sr. Jones, que ha presentado una memoria sobre esa estructura, comentase la opinión expresada por el Sr. Sandeman sobre la rapidez en la construcción. Además, como el Sr. Sandeman ha usado la presa de Assouan como un ejemplo al desarrollar su teoría, sería interesante que el Sr. Cooper (Estados Unidos) Presidente de la sesión, que en 1929 era miembro de la Comisión Técnica Internacional para elevar por segunda vez la presa Assouan, expresara su opinión respecto a la extensión de la contracción observada en Assouan y a las medidas que se tomaron al elevarla otra vez.

El Sr. Williamson (Gran Bretaña) presenta un tipo de presa de gravedad con aberturas permanentes, y éstas están cerradas en una banda vertical en el paramento de aguas arriba solamente para facilitar la retracción, el enfriamiento, así como la economía. Las observaciones de este tipo particular de presa de contrafuertes de tipo gravedad merecen algún comentario en la sesión.

El Sr. Link (Alemania) expresa la opinión que las presas gravedad curvas de mampostería no necesitan juntas de retracción ni de temperatura, mientras que las presas gravedad rectas de mampostería y de hormigón requieren juntas verticales principales. Recomienda el uso de cierres dobles para obturar las juntas y presenta ejemplos e ilustraciones de los métodos para hacer esto, incluso el uso de betún.

También hace una observación con referencia a la impermeabilización de los muros de hormigón de las altas presas de tierra (núcleos de hormigón). Manifiesta que si la distancia entre las juntas principales es normal (20 metros o menos) puede obtenerse un grado suficiente de impermeabilidad por medio de prismas de hormigón exteriores e interiores.

El Sr. Jones (Estados Unidos), al describir la presa Norris, manifiesta que después de un período de dos o tres años, en que las juntas habrán alcanzado su abertura máxima, se tiene la intención de inyectarlas de cemento para que la presa sea completamente monolítica y así obtener los beneficios de una mayor estabilidad por medio de la resistencia torsional que se transfiere de los estribos a través de las juntas cementadas, a las que se ha provisto de un elaborado sistema de enlace. Indica que durante la construcción aparecieron pequeñas grietas transversales de retracción. Se espera que estas grietas se eliminarán mediante la inyección de las juntas. La distancia de las juntas de la presa es uniforme, de 17,1 m, excepto dos de 18,3 m, una de 19,0 m, y otra de 10,4 m.

La memoria del Sr. Thimel (Francia) contiene una descripción detallada de las juntas y de los cierres usados en las presas de Bromme, Guerlédan y Sarrans. Sus observaciones le llevan a la conclusión de que son preferibles las juntas huecas con redientes perpendiculares en el paramento de aguas arriba y que las presas de gravedad deben ser del tipo curvado. También indica que las presas bóvedas solamente necesitan estar provistas de juntas de retracción, mientras que las presas gravedad deben tener juntas de contracción.

En su memoria el Sr. Westerberg (Suecia) presenta varios tipos de juntas y su distribución, y recomienda que se coloquen armaduras de acero para suministrar una unión entre los monolitos. Manifiesta que para las presas corrientes en Suecia puede permitirse una proporción de 2:1 entre la longitud de los monolitos y la altura de la presa. Esto se aplica a las presas que son de hormigón no armado mientras que para las presas de hormigón armado la proporción puede elevarse aumentando el porcentaje de la armadura. En su descripción de las juntas menciona una presa con dispositivo de impermeabilización de acero inoxidable empleando las planchas del encofrado como parte del revestimiento de la junta.

El Sr. Renaud (Francia) hace constar que la colocación del hormigón para cada bloque debe hacerse sin gran interrupción. Este autor ilustra y describe extensamente numerosos casos de agrietamiento debido a varias causas. Expresa la opinión de que, para las presas bóvedas delgadas, las juntas de contracción deben usarse solamente en el lado de aguas arriba.

El Sr. Williamson (Gran Bretaña) manifiesta que la cuestión de las juntas de construcción ha llegado a tener cada vez más importancia debido a tres factores que han aparecido en los últimos años, a saber: (1) El aumento en la resistencia inicial del cemento portland con el concurrente aumento en la rapidez de generación del calor durante el fraguado; (2) el aumento en la rapidez de construcción con aumento de temperatura interna y retardo de enfriamiento; y (3) el aumento en las dimensiones de las masas de hormigón en las presas elevadas, lo que produce un enfriamiento y una retracción muy lentos.

Se hace constar que el uso de grandes piedras (plumstones) ha contribuido a que no haya grietas de retracción en la presa de Trollhättan (Westerberg, Suecia), ni en las de Vyrnwy, Derwent y Burrator (Sandeman, Inglaterra). En estas presas, construídas hace 30 ó 40 años, no han aparecido grietas hasta el presente.

El Departamento de Riego de Chile, encargado de las obras de riego en Chile, presenta una memoria que trata de la presa de Cogotí, cuyo muro es del tipo rockfill con cortina de hormigón armado que cubre el paramento de aguas arriba, con referencia especial a la unión de la cortina con los costados de la garganta. La parte bajo de esta unión, donde los taludes tienen una inclinación pequeña, se ilustra en la figura 1. En la parte superior, donde los taludes con casi verticales, fué necesario un tipo diferente de unión (fig. 2). Esta memoria trata principalmente de la última, e invita a que den su opinión los ingenieros cuya experiencia les permita mejorar tal proyecto. Es de esperar que haya discusión sobre esta materia.

Al escogar los temas indicados, no se tiene la intención de acentuar los asuntos sobre los cuales existe divergencia de opinión, sino indicar opiniones o experiencias que puedan conducir a una discusión útil en las sesiones. En realidad, por regla general, las memorias expresan juicios bastante similares, y una amplia discusión oral de los temas indicados debe conducir a un mayor acuerdo y entendimiento mutuos, además de ayudar a formar una serie de principios que sirvan de guía a quienes en lo futuro tengan que tratar esta cuestión.

No es posible, por supuesto, enumerar todas las observaciones y experiencias interesantes presentadas. Por eso se recomienda que se preste gran atención a las memorias mismas. Estas están llenas de diagramas, fotografías y datos estadísticos, que merecen la cuidadosa consideración de cuantos se interesan en este importante asunto.

RESUMENES DE LAS MEMORIAS

SOBRE

LA CUESTION IV

(D 2)

LAS JUNTAS DE LAS PRESAS DE GRAVEDAD

RENAUD, *Francia*

Las presas de gravedad construídas de hormigón plástico tienen que ser divididas en *bloques separados por las juntas*: todo el mundo está de acuerdo en esto; si no hubiera una organización dirigida, la presa monolita se separaría en bloques o lonjas por medio de grietas; esto es serio a causa de las modificaciones desconocidas que causaría a la hipótesis en que se ha basado el cálculo de la estabilidad de la presa.

Un examen atento, contrario a lo que parecería a primera vista, demuestra que *en general las juntas son lo suficientemente impermeables*.

Las juntas deben estar distribuídas uniformemente; su posición debe elegirse según la forma de la presa (especialmente teniendo en cuenta las irregularidades de sus paramentos), también según la forma de la base de fundación y las irregularidades locales que no pueden evitarse.

Para contrarrestar los efectos de la contracción, dos juntas no deben estar a más de 15 metros; distancia que debe reducirse de acuerdo con el espesor de la presa para tener en cuenta la probable simetría de la contracción.

Algunas juntas necesarias para cuidar de la contracción pueden rellenarse cuando se haya efectuado la contracción: *estas son juntas de construcción provisionales.*

Por otra parte, la reacción a las variaciones de la temperatura exterior, que afecta aún las secciones más gruesas de la presa, necesita juntas permanentes para cuidar de las contracciones causadas por el frío; éstas son las *juntas de contracción definitivas.*

Las juntas debieran, en principio, *descender hasta la misma base de fundación*, y la inyección del hormigón para cada bloque debiera hacerse sin interrupción notable.

La forma de redientes no parece ofrecer ninguna utilidad y presenta inconvenientes, especialmente el de producir grietas longitudinales. *La junta plana parece deseable.*

La impermeabilidad de las juntas debe ser lo más simple posible pero debe ser completada por un tratamiento cuidadoso de los paramentos de hormigón situados aguas arriba.

La mejor solución general parece ser *construir las presas de gravedad con bloques independientes acuñados después de la contracción*, con cuñas de dimensiones suficientes para que puedan fraguar completamente los lados de las secciones que sirven de cuña, y sin embargo bastante estrechas para que su contracción sea insignificante.

Para las *presas bóvedas delgadas*, las juntas tienen la misma utilidad, pero deben estar menos separadas; el efecto de la bóveda compensa parcialmente la contracción; pero la expansión del arco crea un bóveda activa que causa la formación de grietas en el lado de aguas arriba y, por lo tanto, debe ponerse juntas artificiales. Las juntas que se abran durante el fraguado en el lado de aguas abajo, por el contrario, pueden ser convenientemente inyectadas después del fraguado. La ubicación y el carácter de las juntas pueden determinarse en modelos reducidos.

(D 3)

CONSTITUCIÓN E IMPERMEABILIDAD DE LAS JUNTAS DE RETRACCIÓN, CONTRACCIÓN Y DILATACIÓN DE LAS GRANDES PRESAS

LINK, Alemania

La experiencia de muchos años ha demostrado que las presas-gravedad curvas de mampostería no necesitan juntas; en cambio las presas-gravedad rectas de mampostería o de hormigón deben estar provistas de juntas verticales (juntas principales) que vayan de un lado a otro. La separación original a intervalos de 25 a 30 m o más, era demasiado grande. Con intervalos de 20 m no se observó ninguna grieta; pero generalmente se mantienen los límites de 12 a 16 m. Las distancias menores se emplean cerca de los estribos. Las juntas pueden ser lisas, o con redientes rectangulares o en forma de trapecio; el autor prefiere este sistema porque los salientes de ángulo recto pueden unirse demasiado y los ángulos pronunciados pueden causar fácilmente grietas de retracción. Las superficies de las juntas a menudo se cubren con una capa de barro o de betún, o se allanan con estos materiales.

Para hacer impermeables las juntas es conveniente emplear cierres dobles, pues los cierres sencillos han sido siempre insuficientes. El autor discute y explica los métodos empleados por medio de ejemplos e ilustraciones: correderas de hormigón o de hormigón armado en el lado de aguas arriba; prismas de hormigón o chapas de cobre formando resorte, en el interior. En algunos casos las cavidades se

rellenaron con betún, y en otros quedaron abiertas. La parte de aguas arriba de las juntas principales frecuentemente se rellena con betún; el cartón y el filtro alfaltados se emplean muy raramente. Las sogas embreadas han dado buenos resultados. Los taladros de verificación conviene hacerlos de forma que en caso de necesidad se puedan rellenar con hormigón, cerrando así la junta otra vez. Para evacuar el agua que pueda introducirse es conveniente instalar en las juntas tubos de desagüe. Un excelente medio para hacer impermeables tanto la presa como las juntas principales, es el muro de protección, preferiblemente de mampostería. Los revestimientos de mampostería de aguas arriba y de aguas abajo no necesitan juntas principales.

En el núcleo de hormigón de las grandes presas de tierra, las condiciones de impermeabilidad son más sencillas, porque no ocurre ningún cambio de temperatura. Por lo tanto, si la distancia entre las juntas principales es normal (20 m o menos) puede obtenerse un grado suficiente de impermeabilidad por medio de prismas de hormigón exteriores e interiores.

En las juntas de construcción, que dividen las grandes secciones de la presa en bloques pequeños, conviene mantener la misma distancia que en las juntas principales, es decir, de 12 a 16 m. En los últimos años no se han empleado capas continuas sin juntas en las secciones de la obra entre las juntas principales, pero la sección se ha dividido perpendicularmente en dos o más bloques.

(D 4)

JUNTAS DE RETRACCIÓN, CONTRACCIÓN Y DILATACIÓN

THIMEL, Francia

Las grandes presas no se pueden construir sin juntas a causa de las tensiones debidas principalmente a las influencias térmicas. Estas tensiones pueden no ser excesivas más que durante el período de construcción y entonces la obra será provista solamente de juntas de retracción. Tal sucede con las presas bóveda. Por el contrario los esfuerzos críticos pueden reproducirse con las variaciones estacionales y las presas deben estar provistas de juntas de contracción. Es lo que pasa con las presas de gravedad.

Se han hecho algunas observaciones interesantes en las tres presas siguientes:

1. Presa de la Bromme.

Presa bóveda de poco espesor. Bloques separados por juntas de tipo hueco con redientes, separadas 18 m sin dispositivos para la impermeabilización ni el drenaje. Las juntas fueron rellenadas con hormigón después de permanecer abiertas de 2 a 5 meses, y después inyectadas con lechada de cemento.

2. Presa de Guerlédan.

Presa de gravedad con coronación rectilínea construída con bloques alternados, limitados por las juntas sencillas sin redientes, separadas unos 30 m. En el paramento de aguas arriba, dispositivo para la impermeabilización constituido por una barra de hormigón armado en forma de cuña que se apoya en los bloques con interposiciones de una membrana bituminosa. Aguas abajo pozos para el drenaje de las aguas que se infiltran por las juntas.

3. Presa de Sarrans.

Presa de gravedad con coronación curvilínea. Bloques separados por juntas de tipo hueco con redientes, espaciados unos 16,50 m. En el paramento de aguas arriba, impermeabilidad asegurada por un prisma de betún colado en estado de fusión y protegido por una barra de hormigón armado. Circuito de recalenta-

miento en el interior del betún para reparaciones en caso de escapes eventuales. Aguas abajo pozos de drenaje reservados al llenar las juntas con hormigón.

Las conclusiones de las observaciones hechas en estas tres presas son las siguientes:

Para las Presas Bóveda.—Dar a las juntas una anchura de unos 15 metros. El sistema de juntas huecas es el que proporciona mayores garantías para el enlace de los bloques y además tiene otras ventajas, como la de evitar que se llene el depósito antes de terminar la presa.

Para las Presas de Gravedad.—Que sean del tipo curvado, que las juntas no estén separadas mucho más de 15 metros y que lleguen al suelo. También son preferibles en este caso las juntas huecas con redientes que, entre otras ventajas, permiten, durante la operación del relleno, una cimentación de todas las grietas y además no son necesarias las juntas de retracción.

La experiencia demuestra, por lo tanto, que el proyecto de las juntas de una presa no necesita más que unas cuantas precauciones elementales, bien conocidas actualmente, siempre que se sigan estas observaciones las juntas no constituyen más uno de los puntos delicados de estas obras.

(D 12)

CONSTITUCIÓN E IMPERMEABILIDAD DE LAS JUNTAS DE RETRACCIÓN, CONTRACCIÓN, Y DILATACIÓN

JUILLARD, *Suiza*

La formación de grietas observadas en algunas presas, ya sea durante la construcción, o después de la terminación de la obra, indujo a los constructores a reducir la distancia entre las juntas de dilatación, de 35 m a 15 m y aún a menos.

El autor expone una estática de los elementos del hormigón, basándose sobre las siguientes determinaciones: 1º) Después del fraguado continúa la hidratación del cemento durante meses y años, cuya intensidad disminuye con el tiempo. Siempre resulta un aumento del volumen absoluto de los elementos de cemento. 2º) La causa de la contracción es la evaporación del agua químicamente libre; ella aumenta con los esfuerzos de presión. 3º) Las deformaciones específicas y perceptibles del hormigón, es decir, el hincharse en el agua o la contracción en el aire, no representan más que una fracción, aproximadamente 1/5 de las deformaciones del cemento puro. 4º) La alteración lenta del cemento, consecuencia de la hidratación, perjudica siempre la resistencia a la tracción del hormigón, en cambio le permite la contracción sin pérdida notable de esta resistencia.

Las deformaciones causadas por las tensiones en el interior del hormigón han sido medidas en la presa del Spitalamm (Grimsel). El hormigón está expuesto a la contracción propiamente dicha solamente en su superficie. La contracción del hormigón (0,17%) tiene su causa en la refrigeración después del fraguado. En el núcleo, la contracción es reducida por el hinchamiento del hormigón. A consecuencia de los esfuerzos interiores, las deformaciones de los bloques de hormigón llegan aproximadamente a 0,1%. Estas deformaciones, generalmente, no son peligrosas aun para bloques de grandes dimensiones. En cambio, unos cimientos irregulares o una disposición inconveniente de los bloques de hormigón, pueden causar una concentración de los esfuerzos y por consiguiente una formación de grietas.

Las oscilaciones de la temperatura del ambiente pueden ocasionar un esfuerzo peligroso en el hormigón de los paramentos. La magnitud de este esfuerzo depende de la distancia entre las juntas de dilatación. Los movimientos térmicos

periódicos, registrados en dos grandes presas, cuyas juntas de dilatación distaban 15 m entre sí, eran $\pm 0,07\%$, en sus paramentos aguas abajo; en el interior de la presa, las deformaciones disminuyen rápidamente.

Adjuntos a esta memoria hay dos diseños referentes a la deformación de la presa del Spitalamm (Grimsel). Demuestran la perfecta elasticidad del hormigón, después, de eliminar la influencia de la contracción y del calor producido por el fraguado.

(D 17)

LAS JUNTAS DE RETRACCIÓN, CONTRACCIÓN Y DILATACIÓN DE LA PRESA NORRIS

JONES, *Estados Unidos*

La presa Norris, una obra de hormigón, alta y recta, del tipo de gravedad, no tiene juntas de contracción ni de dilatación. Las obras auxiliares, tales como el puente del vertedero, los muros del parapeto, el remanso para disipar la energía y la parte baja de la estación de energía, tienen muy pocas juntas.

En la presa misma se han dispuesto 27 juntas de retracción que son perpendiculares al eje de la presa y la dividen en bloques de secciones de gravedad de longitud conveniente para la construcción.

Se han tomado todas las medidas necesarias para obtener, durante un largo tiempo, datos sobre las temperaturas y los esfuerzos internos de los bloques y de las retracciones en las juntas. Después de un período de 2 ó 3 años, en que las juntas habrán alcanzado su apertura máxima, se tiene la intención de inyectarlas de cemento, para que la presa sea completamente monolítica, y así obtener los beneficios de una mayor estabilidad por medio de la resistencia torsional que se transfiere de los estribos a través de las juntas cementadas, a las que se ha provisto de un elaborado sistema de enlace.

El cemento y los agregantes para el hormigón de la presa se escogieron con esmero, cuidando mucho usar las proporciones adecuadas con el fin de disminuir la retracción. Se obtuvo una densidad y una resistencia excepcionales. La elevación máxima de la temperatura en los bloques fué de 20° C. No se empleó ningún medio artificial de enfriamiento. Existen pocas grietas transversales de retracción y éstas son estrechas. Casi la mitad de los bloques presentan una grieta y el bloque más largo, de 19 metros, presentados.

(D 18)

JUNTAS DE CONTRACCIÓN

SANDEMAN, *Gran Bretaña*

Se dan ejemplos de importantes formaciones de grietas en presas de mampostería construídas hace 20 ó 30 años y en contraste se citan tres presas inglesas de edad algo semejante, que no presentan ningún agrietamiento, no obstante que dos de ellas miden más de 325 metros de largo. Estas presas se construyeron con paramento de piedras labradas y grandes piedras sin tallar asentadas en el interior del hormigón. En estas tres presas se ha empleado un hormigón de consistencia pastosa y apisonado con la menor cantidad de agua posible.

Se hace notar la conveniencia de usar juntas de contracción especialmente en los casos en que las presas se construyen totalmente de hormigón. Se hace referencia al mayor grado de finura del cemento últimamente empleado y a la temperatura más elevada de éste durante el fraguado, y se presenta ahora la cuestión de que

si no sería mejor volver al tipo de cemento más grueso que se usaba hace 20 años, puesto que no necesita mayor resistencia.

También se insinúa que es posible construir presas que no se agrieten, y se proponen los siguientes métodos para su construcción:

- (a) Rapidez moderada en la construcción.
- (b) Empleo de piedras grandes sin tallar en gran proporción.
- (c) Uso de cemento con limitada elevación de temperatura.
- (d) Aeración del cemento.

Se indica que la longitud de las secciones de las presas variará de acuerdo con la práctica de los ingenieros que las proyecten, pero que 7 a 9 metros pueden tomarse como el mínimo. Pueden usarse secciones más largas cuando las piedras sin tallar formen una gran proporción del volumen.

Se hace referencia al tipo de junta usado en la presa de Kensico (E.E.U.U.) en la que se adoptaron planchas verticales de cobre para hacer impermeables las juntas, y también al tipo que se usó en una presa en el norte de Irlanda, en la cual un gran panel que sobresale de cada sección encaja en una entalladura practicada en la sección contigua. Esta es considerada como una de las formas más sencillas y eficaces.

(D 31)

IMPERMEABILIZACIÓN POR MEDIO DE CAUCHO DE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN DEL REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN DEL CANAL DE ALIMENTACIÓN DE LA CENTRAL DE LADCE EN EL RÍO VÁH

SMRČEK Y KALLA, *Checoslovaquia*

Para la utilización de la fuerza motriz del Váh en Puchov, se construyó un canal de alimentación. Sus características son las siguientes: Largo 6 km, ancho en el fondo 18,3 m, taludes 1:1, 75, profundidad de 6 a 7 m. El canal está formado en parte por diques de grava alcanzando una altura máxima de 10 m. El fondo y los taludes están revestidos con una capa de hormigón impermeable de 15 cm. de espesor, hecha por medio de una máquina Dingler. De acuerdo con los ensayos hechos en una sección del canal, las juntas de dilatación en los taludes del canal están a una distancia media de 8 m (máximo 12 m, mínimo 4 m). Las juntas tienen forma cónica y se han ejecutado en el hormigón fresco. Para la impermeabilización se insertó mecánicamente una banda de caucho en la junta a una profundidad de 8 cm. El perfil trapezoide es de la forma

$$\frac{18,5+20,5}{2} \times 19 \text{ mm.}$$

El espacio encima de la banda está relleno de mortero de cemento 1:6 armado de una barra de hierro, para proteger dicha banda contra toda avería. Para hacer posible la dilatación se colocó una capa de papel sobre una de las caras de la junta.

La banda de caucho contiene 90% de goma de Pará y 10% de materias auxiliares para aumentar la elasticidad y como protección contra el envejecimiento. El módulo de elasticidad para este caucho es 40 kg/cm², el límite de proporcionalidad es de 25 kg/cm² y el de compresibilidad es de 1765 kg/cm².

La banda de caucho fué insertada bajo tensión, a fin de que su presión sobre las caras de la junta no baje de 1 kg/cm², que es lo que corresponde a la presión máxima del agua del canal.

Para comprobar su envejecimiento, el caucho utilizado fué artificialmente envejecido sometiéndolo a una presión de 21 atm. y una temperatura de +70° C. dentro de bombas de oxígeno. Los ensayos hechos con el caucho así envejecido

artificialmente hasta los 18 años han probado que el mismo no pierde su elasticidad al envejecer y que sólo su compresibilidad disminuye.

Se fijó el término de cinco años para la garantía que el contratista estaba obligado a dar, después del cual la banda de caucho debe tener las propiedades siguientes: peso específico menos de 1 kg/cm³; resistencia a la tracción, 83 a 100 kg/cm²; y alargamiento, 600 a 799%.

El canal de alimentación actualmente en uso no ha mostrado ninguna pérdida de agua mensurable y el resultado hasta ahora obtenido es muy satisfactorio.

(D 32)

CONSTRUCCIÓN DE LAS CLAVES DE LAS PRESAS BOVEDAS

COYNE, *Francia*

Después de la construcción de las claves, bajo la influencia del enfriamiento ulterior del hormigón, en que el calor del fraguado tarda mucho tiempo en disiparse, las juntas de las presas bóvedas se vuelven a abrir, es, por lo tanto, necesario ajustarlas de nuevo por medio de inyecciones de cemento.

La impermeabilización de las juntas de contracción de la presa bóveda de Marèges, en el Dordogne (Francia), se ha realizado como sigue: La obra se ha dividido en 18 bloques de unos 12 metros de largo, separados por juntas de contracción de 1 metro de espesor (figs. 3 a 9). Estas juntas se han llenado después de hormigón. Para asegurar su impermeabilidad, en el lado de aguas arriba, se les han puesto láminas de cobre plegadas (fig. 11), y se ha seguido el sistema de inyección descrito a continuación (fig. 12).

Este sistema presenta dos redes de agujeros, unos verticales, y otros horizontales. Los agujeros verticales (1 por cada 4 metros, en un total de 4.600 metros) han sido dispuestos a la derecha de las juntas por medio de un tubo de goma de 50 mm de diámetro que se mantuvo recto mientras se vertía el hormigón de la junta, y se sacó después de endurecerse el cemento. La longitud de los agujeros se limitó de forma que no se extendiesen más cerca de un metro a uno de los paramentos, pero se extendían horizontalmente por medio de tubos metálicos con salida al paramento de aguas abajo.

La inyección de los agujeros verticales ejecutada antes de llenarse el depósito, absorbió 52 toneladas de cemento.

Los agujeros horizontales se han hecho por medio de tubos metálicos 33/42, espaciados cada cuatro metros (longitud total 3.800 metros) con salida al paramento de aguas abajo. La inyección de los agujeros horizontales debe hacerse después que la de los agujeros verticales; era importante impedir que el cemento de la primera inyección llegara a llenar los agujeros horizontales, que debían permanecer disponibles para una operación ulterior. Este resultado se ha obtenido por medio de válvulas de retención rodeadas de una pequeña cantidad de arena fina, y cuyo funcionamiento se muestra claramente en las figs. 14 y 15. Estas válvulas también ofrecen la ventaja de que más tarde se puedan hacer inyecciones, si se toma la precaución de lavar los tubos después de la inyección, y este lavado se facilita dando al tubo una ligera inclinación (5 a 10%) hacia aguas abajo.

La inyección de una parte de los agujeros horizontales se acaba de hacer después de 9 meses de llenarse el depósito cuando las fugas de la presa alcanzaban unos 3 litros por minuto.

Las válvulas funcionan perfectamente a pesar de las inyecciones anteriores, y puede esperarse que las fugas de la presa bajen a menos de un litro por minuto, que realmente es una figura muy baja.

CONSTITUCIÓN E IMPERMEABILIDAD DE LAS JUNTAS DE RETRACCIÓN, CONTRACCIÓN Y DILATACIÓN EN LAS PRESAS DE HORMIGÓN

WILLIAMSON, *Gran Bretaña*

Entre los factores que en los últimos años han contribuido a dar una importancia creciente a la cuestión de las juntas más convenientes en las presas de hormigón, se hallan los siguientes:

(a) El aumento en la pronta resistencia del cemento Portland con el concurrente aumento en la rapidez de generación del calor durante el fraguado.

(b) El aumento en la rapidez de construcción con aumento de temperatura interna y retardo de enfriamiento.

(c) El aumento en las dimensiones de las masas de hormigón en las presas elevadas, lo que produce un enfriamiento y una retracción muy lentos.

Cuando los cementos Portland normales que hay ahora en el mercado inglés se ensayan en la forma de briquetas de mortero 3:1, dan una resistencia mayor a los tres y siete días de la que daba el cemento especial de endurecimiento rápido en 1927. Desde el punto de vista de la construcción de las presas y diques, es una desventura que el aumento de la pronta resistencia va acompañado de una mayor y más rápida generación de calor y una mayor retracción final. El tiempo que se da para llevar a cabo la construcción, no siempre está al arbitrio del ingeniero, pero siempre que sea posible se le debe dejar bastante libertad a este respecto. El enfriamiento completo de grandes masas de hormigón puede que requiera un período de varios años.

Suponiendo que se haya tenido en cuenta lo que requiere la retracción debida al enfriamiento, puede que se presenten movimientos secundarios, ya sea por razón de una retracción residual, de variaciones periódicas de temperatura, de que el cemento ceda bajo esfuerzos, de temblores de tierra y de que ceda el terreno. Mediante un sistema de juntas de contracción y dilatación puede proveerse lo necesario para estos movimientos secundarios.

Presas de gravedad.

Hasta ahora lo que más usualmente se adopta consiste en construir la presa en secciones de 15 a 45 metros separadas por juntas transversales, construyendo con anterioridad las secciones alternadas, con caras ranuradas verticalmente para formar una ligazón. La retracción del fraguado y los movimientos subsiguientes de contracción y dilatación se calcula compensarlos en estas juntas, pudiendo la abertura ser considerable. El cierre cerca de la cara de aguas arriba por lo general se ha efectuado con un cierre hidráulico metálico compuesto de una faja de cobre laminado que atravesando la junta, va anclada en el hormigón de ambos lados; se dan ejemplos de cierres flexibles de formas apropiadas. También puede efectuarse eficazmente el cierre formando una gran ranura a cola de milano a través de la junta en la cara de aguas arriba, dando una mano de betún a las caras de la ranura y llenando ésta con hormigón u hormigón armado después que e haya verificado la retracción del fraguado. Las capas de betún permitirán ligeros movimientos subsiguientes.

Aberturas de encogimiento.

El método general que está más en boga hoy es usar aberturas de retracción transversales en lugar de juntas sencillas y emplear un intervalo más estrecho de 12 a 15 metros. Las aberturas son angostas, aproximadamente de 0,6 a 1,5 metros. Las secciones entre las aberturas pueden construirse simultáneamente, con todas las caras expuestas al aire libre para que el enfriamiento sea más rápido, y las

aberturas constituyen lo que se ha provisto para compensar la retracción de las secciones. En las etapas finales de construcción, las aberturas se llenan con hormigón. Unas juntas de dilatación cerradas pueden incorporarse de cada lado, en la forma de ranuras verticales aguas arriba, con capa de betún, cierres hidráulicos de metal laminado, ranuras a cola de milano aguas arriba con cierre de betún, o una combinación de estas disposiciones.

Cerrando las aberturas de dilatación en una faja vertical en la cara de aguas arriba solamente, se obtiene una presa de gravedad del tipo de contrafuertes, que está en condiciones favorables para la retracción y el fraguado y que fomenta la economía de construcción. Se estudia el método con detalles de juntas para una presa de 100 metros de altura.

Presas-bóvedas.

Se describe el método de proveer aberturas de retracción radiales a intervalos frecuentes, cerrándolas con hormigón y rellenándolas de cemento a presión, conforme se ha adoptado en varias presas de la Galloway Water Power Scheme (Plan de Fuerza Hidráulica de Galloway). Lo que se ha tenido en mira es obtener un enfriamiento suficiente antes de llenar las aberturas y evitar que haya juntas que puedan abrirse. También se evitan las juntas de betún.

En las figuras se muestran detalles de las juntas en presas-bóvedas y de gravedad del Plan de Fuerza Hidráulica de Galloway en el sudoeste de Escocia.

(D 55)

CONSTITUCIÓN DE LAS JUNTAS DE RETRACCIÓN CONTRACCIÓN Y DILATACIÓN

WESTERBERG, FLODIN y WERNER, *Suecia*

El señor Westerberg expone las experiencias hechas en Suecia con las juntas. Las juntas de construcción sirven ordinariamente como juntas de retracción. Ya sea el hormigón armado o no, se añade ordinariamente una armadura a estas juntas, en el primer caso se emplea una armadura adicional.

La disposición de las juntas se determina por la repartición de las juntas de construcción. La experiencia muestra que las proporciones entre la longitud del monolito y su altura debe ser de 2:1 a 2,5:1. Esto se aplica al hormigón no armado. En el caso del hormigón armado o de la mampostería se puede aumentar la proporción.

Se da como ejemplo el canal de la central de Trollhättan, construido en 1905-7, como muro de mampostería sin juntas de contracción ni de dilatación en las partes que no exceden 7 m de altura. No se ha notado ninguna grieta causada por la retracción o por la variación de temperatura. En los muros que son más altos, hasta 13 m, las juntas de contracción y de dilatación se han hecho a intervalos de 10 a 12 metros. No ha aparecido ninguna grieta.

En una presa que se está construyendo (véase fotografía 1) y en la cual la mampostería representa el 55% del volumen, se añaden juntas de dilatación en la parte superior del muro, a partir de 3,5 m de la coronación. Los intervalos entre las juntas son equivalentes al doble de la altura de la presa.

En cuanto a la construcción de las juntas de contracción y de dilatación se ha comprobado que las capas asfálticas (fig. 5) no son convenientes porque el asfalto es fácilmente expulsado de la junta. Se han empleado construcciones con mucha pendiente (fig. 6) pero dejan mucho que desear a causa de su falta de impermeabilidad. Se representa (en la fig. 7) una junta de madera que puede emplearse bajo el agua. Se cree que las juntas (fig. 3) hechas de cobre duro laminado o de acero inoxidable llenan mejor el fin perseguido.

El señor Flodin explica que el canal de alimentación de la central hidroeléctrica de Malfors se prolonga por un puente-canal de hormigón de 120 m de longitud que reposa sobre pilares de hormigón colocados a intervalos de 10 metros. Las juntas de contracción y de dilatación están colocadas a intervalos de 30 metros. Las chapas de cobre curvado de 1 mm son fijadas por medio de tornillos a las alas de las vigas de acero encastradas en el hormigón. A fin de evitar las infiltraciones y de impedir la acción electrolítica, se colocan chapas de plomo en cada lado del cobre. La fundación se compone de arena fina. A fin de impedir las diferencias de movimientos verticales de las secciones del puente-canal, que pudieran producir una rotura en las chapas de cobre, los pilares cercanos a las juntas de contracción y de dilatación se erigen sobre placas comunes.

El señor Werner trata la cuestión de la construcción de las juntas de contracción y de dilatación, de las juntas de retracción y de las juntas de construcción en las presas y en otras obras hidráulicas construídas de hormigón o de hormigón armado y que reposan sobre la roca. A continuación sigue una exposición de los métodos empleados por Vattenbyggnadsbyrån (VBB). La memoria está ilustrada con casos típicos de juntas aplicados a diferentes obras importantes, especialmente la presa de Chenderoh Ambursen en la península de Malaca (acabada en 1930) y la presa de Krångede en Suecia (acabada en 1936) que se describió en el Congreso de Grandes Presas de Estocolmo. Las juntas empleadas han resultado hasta el presente impermeables y satisfactorias en profundidades de agua que no han pasado de 25 m.

(D 62)

CONTRACCIONES Y DILATACIONES LONGITUDINALES MEDIDAS EN UNA PRESA DE HORMIGÓN

CONTESSINI, *Italia*

El autor, que dirigió los trabajos de construcción de la presa Cignana, después de indicar las características de la presa y de describir la disposición de las juntas, expone los resultados de las medidas sistemáticas que se hicieron para conocer las variaciones de la apertura de las juntas y para deducir las contracciones y las dilataciones longitudinales de la presa.

Tales medidas han permitido establecer la magnitud tanto de la contracción progresiva causada por la retracción y el enfriamiento de la masa como de las contracciones y dilataciones periódicas causadas por agentes externos.

Por otro lado el autor examina la conexión entre la apertura de las juntas y la temperatura interna y así obtiene el coeficiente probable de la dilatación térmica lineal del hormigón de la presa.

(D 65)

ENSAMBLE CON EL CERRO DE LA CORTINA DEL ROCK-FILL DE COGOTÍ

DEPARTAMENTO DE RIEGO, *Chile*

En la construcción de la presa de Cogotí, cuyo muro es del tipo rockfill con cortina de hormigón armado que cubre el paramento de aguas arriba, ha sido necesario tomar precauciones especiales para la unión de la cortina con la garganta.

La parte baja de esta unión, donde los taludes tienen una inclinación pequeña, se ilustra en la figura 1:

En la parte superior, donde los taludes son casi verticales, fué necesario un tipo diferente de unión (fig. 2). Este informe trata principalmente de la última.

El Departamento de Riego, encargado de la construcción de estas obras en Chile, somete a la consideración del Congreso los dispositivos indicados, a fin de conocer la opinión de los ingenieros cuya experiencia les permitirá corregirlos o mejorarlos.

SECOND CONGRESS**ON LARGE DAMS**

WASHINGTON, D. C., 1936

**ESTUDIO DE LOS PARAMENTOS DE LAS PRESAS
DE MAMPOSTERIA Y HORMIGON**

Ponente General: T. H. STANLEY

*División de Ríos y Puertos, Cuerpo de Ingenieros, Secretaría de la Guerra
de los Estados Unidos***DISCUSION GENERAL**

Las memorias que se han presentado con respecto al tema de los paramentos de las presas de mampostería y hormigón contienen datos muy interesantes sobre los distintos métodos que se han desarrollado para reducir o evitar la infiltración del agua a través de los paramentos aguas arriba; y, en aquellos lugares donde las condiciones climáticas son altamente desfavorables, para proteger los paramentos contra los daños causados por los cambios radicales de temperatura, los golpes del hielo y de los cuerpos flotantes. Empléanse varios medios, o combinaciones de medios, para obtener un paramento impermeable, como, por ejemplo, el uso de una proporción elevada de cemento en la mezcla del hormigón colocado en el paramento de la presa; la obturación con compuestos de asfalto u otro material semejante; la aplicación de capas delgadas de mortero de cemento, ya sea a mano o por medio del llamado "cement gun", o el uso de cubiertas o diafragmas metálicos. A fin de asegurar protección contra las condiciones climáticas desfavorables, particularmente contra el hielo, se considera esencial el obtener un paramento tan impermeable como sea posible, reduciendo así el efecto alternativo del hielo y del deshielo; y, en segundo lugar, el uso de materiales resistentes al hielo en los paramentos, tales como hormigón de buena calidad y revestimientos de bloques de piedra natural o artificial.

Tomando primero en cuenta los métodos empleados para reducir o eliminar la infiltración, parece que se ha prestado mayor atención a este factor en Europa que en los Estados Unidos. Es muy común el

[TRADUCCIÓN DEL INGLÉS.]

uso de compuestos de asfalto u otros similares. Estos se pueden aplicar en una o más capas, ya sea calientes o fríos, reforzados con yute o arpillera. Tales revestimientos cuestan relativamente poco y pueden aplicarse con facilidad; mas, si están expuestos al desgaste por abrasión, es preciso protegerlos a fin de que su eficacia sea duradera. El señor J. Bolomey, de Suiza, cita la necesidad que existe de escoger cuidadosamente el compuesto asfáltico o bituminoso que ha de emplearse así como la necesidad de protección contra la abrasión, para asegurar la eficacia del revestimiento. El señor P. D. Glebov, de Rusia, en una memoria dedicada exclusivamente a los materiales bituminosos, llega a la conclusión de que las esteras bituminosas son recomendables como uno de los mejores materiales aisladores que pueden usarse para evitar los efectos nocivos del agua en las altas presas de hormigón; y declara que también pueden emplearse en la construcción de pantallas impermeables para altas presas de tierra y de enrocamiento. También se han usado con frecuencia en Europa revestimientos de mortero para evitar la infiltración. Estos pueden aplicarse a mano o por medio del "cement gun", y pueden ser sencillos, o reforzados con una armadura de metal anclada al cuerpo de la presa. En general, tales revestimientos han sido satisfactorios, si bien se han dado casos de verdaderos fracasos, particularmente en presas de mampostería.

El señor J. Bolomey no es partidario de los revestimientos de mortero aplicados a mano, por su poca consistencia estructural y sus insuficientes cualidades de adhesión; mas, si se les aplica con un "cement gun," y especialmente si se les refuerza y se les ancla al cuerpo de la presa, los considera excelentes tanto para presas de hormigón como para las de mampostería. El señor A. Haegelen, de Francia, manifiesta que los revestimientos en cuestión, si bien han resultado eficaces para presas situadas en tierras bajas, no resisten las severas condiciones climáticas que prevalecen en las montañas, y que hay que esperar agrietamientos y hundimientos generales a consecuencia de la dilatación y la contracción, así como debido a la acción de las heladas. Cada día que pasa, los ingenieros prestan mayor atención al uso de hormigón de buena calidad en el paramento aguas arriba de las presas, a fin de reducir la permeabilidad. Poniendo mucho cuidado en los materiales que se emplean y en la colocación y manipulación del hormigón, preferentemente con vibradores, es posible obtener un paramento de una impermeabilidad y de una densidad satisfactorias. El señor J. Bolomey recalca la importancia de obtener un hormigón denso e impermeable en los paramentos aguas arriba de las presas, y la necesidad de mantener un control cuidadoso sobre los materiales y sobre la colocación del hormigón a fin de obtener una superficie a prueba de heladas. Describe además en su memoria los experimentos que se han realizado en Suiza para determinar las causas de los daños que ocasionan las heladas al hormigón, y las medidas de prevención necesarias. El señor Haegelen manifiesta que en Francia se acostumbra en la actualidad emplear hormigón con una dosificación considerable de cemento en los paramentos aguas arriba de las presas, y que en las regiones donde las condiciones climáticas son desfavorables también se usa en los paramentos de aguas abajo. El doctor Heinrich Weigl, de Austria, expresa asimismo la opinión de que los paramentos

aguas arriba deben protegerse con un revestimiento de hormigón a prueba de heladas. El doctor K. Lossmann y el señor J. Petzny, de Checoeslovaquia, describen en la memoria que han presentado el método empleado en la construcción de la Presa de Vranov, en la cual se colocó aguas arriba un paramento de hormigón impermeable separado del cuerpo de la presa, habiéndosele dejado enfriar antes de rellenar el espacio de dos metros que los separaba. Informan que no ha ocurrido daño alguno como consecuencia de las heladas.

Se han desarrollado varios planes para obtener una impermeabilización adecuada mediante el uso de diafragmas o revestimientos de metal, pero hasta la fecha no han alcanzado mucha popularidad debido principalmente a lo elevado de su costo. El señor Iwan Iwanow, de Bulgaria, opina que la forma más segura y eficaz de impermeabilizar una presa de gravedad es mediante un revestimiento metálico de planchas superpuestas de bronce delgado o de metal que resista la acción del agua, aplicado al paramento con un cemento bituminoso.

El proteger contra los efectos climáticos la superficie de las presas expuesta a la intemperie constituye un problema de la mayor importancia cuando las estructuras están situadas a grandes alturas. En vista de los deterioros que causan las heladas en el hormigón, los ingenieros se muestran cada vez más convencidos de que aun el hormigón que contiene una dosificación extraordinaria de cemento no puede resistir por mucho tiempo a los cambios que traen las heladas y los deshielos si se halla expuesto a la humedad sin protección alguna. Cualesquiera que sean las medidas tomadas se considera de importancia primordial la necesidad de evitar la infiltración del agua a través de los materiales del paramento de la presa que no pueden resistir los efectos de las heladas. Uno de los métodos que parecen ser aceptados en Europa consiste en la aplicación de un revestimiento de piedra natural, que tenga un espesor apropiado, rellenando cuidadosamente las juntas a fin de evitar la infiltración. Explica el señor Bolomey que en Suiza existe actualmente la tendencia de proteger ambos lados de las presas de gravedad construídas de hormigón, empleando un revestimiento grueso de mampostería de piedra natural, no obstante el costo extraordinario, la demora y las molestias que acarrea.

El señor Haegelen informa que, para las presas situadas en regiones elevadas, la única solución que ha dado satisfacción absoluta es la de proteger el revestimiento, o el medio usado para la impermeabilización, con otro revestimiento de mampostería; y que en los paramentos aguas abajo aplicarse un revestimiento de mampostería, o que el hormigón del paramento debe tener una dosificación considerable de cemento. El Profesor D. Ludin, de Alemania, favorece el uso de un revestimiento ya sea de mampostería o de hormigón apisonado. El señor G. S. Lalin indica que en Suecia se ha acostumbrado por muchos años emplear revestimientos de piedras, pero que está dividida la opinión entre los ingenieros respecto a su eficacia. Agrega que es preciso tomar grandes precauciones en la colocación de la mampostería, y afirma que el cuidado con que se coloca el hormigón detrás de la mampostería es la condición más importante para obtener buenos resultados. Los revestimientos de piedras artificiales hechos con hormigón de alta calidad a prueba de heladas tienen, en la opinión de algunas personas, la ventaja de que los bloques pueden hacerse

uniformes y del tamaño deseado; no requieren obreros especialistas para su preparación, y pueden ser colocados con mayor rapidez que la mampostería común.

Se pueden emplear muchas variaciones o combinaciones de medios particulares para obtener la impermeabilidad o para dar protección contra las condiciones climáticas desfavorables. El señor Haegelen dice que la tendencia actual de la técnica francesa, con referencia a los métodos para conseguir la impermeabilidad de las presas de hormigón, o sea el tipo que generalmente se construye en Francia, es la de usar hormigón vibrado con una gran dosificación de cemento hasta una profundidad de varios pies a lo largo del paramento de la presa, agregándole revestimientos impermeables de mortero de cemento aplicados con un "cement gun" en el paramento de aguas arriba, o aplicándole revestimientos bituminosos o de productos similares, o una combinación de ambos. Para las presas construídas en alturas elevadas, los ingenieros franceses son partidarios de que se proteja el paramento de aguas arriba de la presa y los revestimientos empleados para evitar las infiltraciones con otro revestimiento de mampostería. En general, no se considera que los paramentos aguas abajo de las presas requieren medidas especiales de protección, si bien cuando existen condiciones climáticas desfavorables puede aplicarse un revestimiento de mampostería o aumentarse la dosificación de cemento en el hormigón exterior. El profesor D. Ludin manifiesta que, en Alemania, las presas de mampostería, que han sido las preferidas en el pasado, tienen generalmente protegidos los paramentos de aguas arriba con una capa delgada de mortero impermeable sobre la cual se aplican dos o tres capas de pintura bituminosa, y que, a su vez, se la protege con un revestimiento de mampostería o de hormigón apisonado. Estas medidas se complementan con una red de tubos de drenaje colocados a uno o dos metros del paramento de la presa. Dice que, aun cuando la gran mayoría de las presas construídas hasta ahora en Alemania son de mampostería, el hormigón será preferido en lo futuro como material de construcción. Las medidas tan diversas como escrupulosas que se emplean en Europa para proteger los paramentos de la presas no se usan siempre en los Estados Unidos. Aquí se ejerce un control cuidadoso de la selección y preparación de los materiales y sobre el trabajo de colocación. En las construcciones de importancia, la práctica general consiste en exigir que el hormigón adyacente a los paramentos de las presas sea de una dosificación de cemento más elevada que la del cuerpo principal, y que se coloque al mismo tiempo que el hormigón del cuerpo de la presa, para así formar una sola masa.

Las memorias presentadas, además de exponer los métodos más en boga para proteger los paramentos de las presas y de describir los empleados en muchas que existen en la actualidad, contienen exposiciones de investigaciones sobre el control de la temperatura del hormigón y las causas del deterioro que éste sufre por las heladas. El señor G. A. Nielaender, de Rusia, presenta un trabajo muy interesante que trata de varios ensayos e investigaciones de laboratorio con relación a los efectos de los esfuerzos del hormigón y las deformaciones debidas a la temperatura. El señor J. Bolomey, en la parte V de su memoria, describe las investigaciones que se han hecho sobre

las causas del deterioro en el hormigón por las heladas, y expone las conclusiones a que se ha llegado en cuanto a los requisitos necesarios para obtener hormigón a prueba de heladas. El señor W. J. E. Binnie, de la Gran Bretaña, ofrece una descripción del plan de construcción seguido en el Depósito del Jubilé de la China, en el cual hubo que tomar precauciones para proteger la obra contra los daños que pudieran causarle los terremotos.

TEMAS DE DISCUSION

1. ¿Hasta qué punto y en qué condiciones generales pueden considerarse satisfactorios los métodos empleados en la actualidad para impermeabilizar las presas de hormigón y de mampostería, y qué medios de investigación y estudio deben adoptarse para llegar a la mejor solución posible de este problema?

2. Efectos del clima y necesidad de medidas de protección.

RESUMENES DE LAS MEMORIAS

SOBRE

LA CUESTION IV

(D 5)

RESISTENCIA A LA FISURACIÓN DE LA CAPA SUPERFICIAL DE LAS PRESAS-GRAVEDAD DE HORMIGÓN

NIELAENDER, U. R. S. S.

En el primer capítulo se describe el método y el análisis de los resultados de los ensayos de laboratorio, hechos con el fin de estudiar la resistencia al agrietamiento de las capas exteriores de hormigón joven (de 2 a 40 días de edad). Transportando una muestra de un baño caliente (40° C) a un baño frío (0° C), se provocaron esfuerzos internos artificiales. Se determinó el momento de la formación de las grietas por medio de un teletensómetro colocado en el interior de una muestra. Los ensayos han demostrado que la resistencia a la fisuración artificial no depende de la resistencia del hormigón, sino de su plasticidad. Las muestras de 1 a 2 días de edad resistieron, sin agrietarse, deformaciones 3 veces más grandes que las muestras del mismo hormigón de 6 a 7 días de edad.

En el segundo capítulo se hace un análisis de las causas que provocan el desarrollo de los esfuerzos en la capa superficial de las presas de gravedad. Se discuten los métodos de cálculo aproximado de la distribución de temperatura (método Schmidt) y de las deformaciones de naturaleza térmica. Su adaptabilidad a los problemas del período de fraguado (durante la exotermia del hormigón), así como a las condiciones normales de explotación, se demuestra comparando los resultados del cálculo teórico con las observaciones hechas en la presa de Dnieprostroi. Para estudiar la sequedad y la humedad de la cara de aguas abajo sobre el desarrollo de los esfuerzos internos, se están haciendo ensayos especiales en la presa de Dnieprostroi. Los primeros resultados indican una importancia predominante del factor térmico sobre las deformaciones de la capa superficial.

Para evitar la formación de grietas se recomienda que al elaborar un proyecto, así como también al escoger el método de ejecución, se haga el cálculo térmico de una presa para el período de exotermia del hormigón así como para el período de condición normal de explotación después de enfriarse el núcleo.

ESTUDIO DE LOS PARAMENTOS DE LAS PRESAS DE MAMPOSTERÍA Y HORMIGÓN

BOLOMEY, *Suiza*

Los paramentos de las presas deben protegerse con revestimientos especiales.

Una capa de asfalto dura poco si está expuesta a los choques. Debe ser insensible a las variaciones de temperatura y a la acción del agua.

Las capas de mortero, hechas a mano, se desprenden a menudo en grandes placas, y no son recomendables. Los enlucidos de "gunita" armada dan resultados mucho más satisfactorios, pero no pueden, sin embargo, proteger el hormigón ya atacado por el hielo.

Una pantalla impermeable, de chapas metálicas soldadas entre sí, y protegida por un grueso revestimiento de mampostería o de hormigón que no se agriete, es difícil de ejecutar y muy costosa. Es preferible un revestimiento de asfalto de 5 a 20 mm. de espesor (tiras de yute impregnadas de asfalto) aplicado directamente al hormigón y protegido por un enlucido de "gunita" armada, bien anclado al cuerpo de la presa.

Un revestimiento de hormigón impermeable con una buena dosis de cemento debe poder resistir los hielos y la acción agresiva del agua. Los ensayos de laboratorio hechos en Lausana (Suiza) permiten hacer indicaciones para fabricar ese hormigón que, sin embargo, debe protegerse con un enlucido de "gunita" armada.

El paramento de aguas arriba también puede protegerse por medio de un revestimiento delgado de piedras artificiales colocadas sobre una capa gruesa de cemento especial que resista el hielo. Un paramento de mampostería de piedras naturales no es conveniente en el lado de aguas arriba, pero, en cambio un revestimiento de esa clase sería apropiado para el paramento de aguas abajo, que no necesita ser perfectamente impermeable y puede construirse en gran parte con piedras de tamaño pequeño.

La impermeabilidad de una presa de mampostería puede conseguirse rellenando cuidadosamente las juntas de las piedras, o por medio de un enlucido de "gunita" armada.

ESTUDIO DE LOS PARAMENTOS DE LAS PRESAS DE MAMPOSTERÍA Y HORMIGÓN

HAEGELEN, *Francia*

En la primera parte de esta memoria el autor examina las observaciones hechas en las presas de mampostería y de hormigón que existen en Francia.

Un gran número de estas construcciones, sin embargo, han sido terminadas tan recientemente que no es posible considerar como finales las conclusiones basadas en las observaciones que se han hecho hasta la fecha.

Con referencia a la presa de Grande Rhue, situada a una altura moderada y puesta en operación en 1926, se ha notado que la capa de cemento, sin armadura de acero, aplicada en el paramento de aguas arriba por medio de "cement gun," comienza a estar deteriorada a causa de las heladas.

En los Pirineos, se ha notado en varias presas construídas a más de 1500 metros de altura sobre el nivel del mar, que las capas de mortero de cemento, aunque tengan armadura o estén cubiertas de pintura bituminosa, resisten mal las acciones climáticas.

Por otra parte los medios de protección empleados en las presas del Oule y Artouste, que consisten en un revestimiento de sillares que protege la pantalla impermeable, parecen ser completamente satisfactorios.

En la segunda parte, el autor describe los revestimientos usados en los paramentos de algunas presas, cuya construcción acaba de terminarse, y entre las que se encuentran las grandes presas de Sarrans, Chambon, Mareges, Bissorte Sautes.

En sus conclusiones, el autor de la memoria procura indicar las tendencias presentes en la técnica francesa con respecto a:

(a) *Paramentos de aguas arriba*.—Estudio metódico de la composición y de la impermeabilidad de los diferentes hormigones, vibración de los hormigones, aumento de la dosificación del cemento del hormigón en la parte de aguas arriba de las presas, empleo separado o simultáneo de capas de productos bituminosos aplicadas por medio del "cement gun," o de armaduras de acero en las capas.

Para las presas ubicadas a elevadas altitudes, el empleo de revestimientos de mampostería capaces de resistir las heladas y las variaciones de temperatura.

(b) *Paramentos de aguas abajo*.—Para las presas expuestas a condiciones climáticas rigurosas, aumento de la dosificación del cemento del hormigón en la vecindad del paramento de aguas abajo, o un revestimiento de sillares.

(D 14)

ESTUDIO DE LOS PARAMENTOS DE LAS PRESAS DE MAMPOSTERÍA Y HORMIGÓN

BINNIE, *Gran Bretaña*

La presa del Shing Mun de 83,8 m de altura sobre el lecho del río está situada en la costa de la China.

Se considera de construcción moderna en ciertos aspectos, que fueron indicado parcialmente en la memoria sobre las reparaciones de la presa de Ringedal presentada en el congreso de Escandinavia por Mr. Chr. F. Gröner.

Se trata de una presa de construcción compleja, y consta de cinco partes separadas, que pueden moverse relativamente sin alterar la estabilidad de la estructura, a saber:

(A) La "pared aisladora," o "septum," de hormigón impermeable, para evitar las filtraciones debajo de la presa, y que penetra hasta el subsuelo de granito compacto. Esta pared se eleva a 28,3 m sobre el lecho del río; el desfiladero del Shing Mun, a este nivel, es 36,6 m de ancho, mientras que al nivel del lecho del río no es más que de 12,2 m. La pared está separada del resto de la presa por una junta vertical, que es la única junta que tiene.

(B) El "diafragma," que es una estructura articulada hecha de panales de 7,6 m de anchura, descansa sobre la pared aisladora, pero está separado de ella de forma que le permite un pequeño movimiento de rotación alrededor del eje horizontal. Se apoya en contrafuertes que miden 3,8 m de centro a centro, los cuales sobresalen del bloque de empuje (C), dejando espacios libres que permiten la inspección. Los panales pueden moverse con relación a la superficie de los contrafortes, que les sirven de apoyo. Se suministran detalles de las juntas que se han construido.

(C) Se da el nombre de "bloque de empuje" a la estructura de hormigón que sirve de apoyo al diafragma, y está dotado de escaleras y galerías de comunicación que dan acceso a la base de los panales del diafragma. La presión del agua ejercida en la cara del diafragma se transmite a la otra porción de la presa por intermedio del bloque de empuje.

(D) Detrás del bloque de empuje está el "terraplén de roca", cuya cara de aguas arriba está construída de piedras con mortero de cemento portland.

(E) Entre el bloque de empuje y el terraplén de roca se forma un espacio triangular, que está lleno de arena de grano grueso con el objeto de mantener un contacto interno entre el bloque de empuje y el terraplén en el caso de que tuviera lugar algún movimiento relativo.

(F) La memoria versa sobre los motivos de esta disposición particular: (a) Supresión de toda grieta debida a la retracción y a la temperatura; (b) economía en la construcción.

(D 19)

IMPERMEABILIDAD DEL CUERPO Y DEL PARAMENTO DE LAS PRESAS DE HORMIGÓN

WEIGL, *Austria*

De las tres presas construídas por los Ferrocarriles Austriacos para la electrificación de las redes del Oeste, la última construída, la presa de Tauernmoos (Central de Stubach), presentó en el primer ensayo pequeñas infiltraciones. Esto hizo que se investigaran las causas de la infiltración de agua en las presas de hormigón y en sus paramentos de mampostería, no sólo en este caso especial, sino en general.

Después de una descripción de las observaciones hechas, se discute el paso posible del agua a través del cuerpo de la presa. La descripción que se hace de la construcción de cada parte de la presa y de la composición del hormigón se basa en las observaciones hechas en la obra misma desde el momento de la construcción hasta una fecha reciente, así como también en los ensayos sistemáticos hechos en muestras y en la misma presa.

Estas investigaciones han demostrado que la construcción de la mampostería de los paramentos de aguas arriba obstruía la colada del hormigón y hacía necesario sobreponer numerosas capas delgadas de hormigón, separadas por las juntas de construcción; esto era ya difícil de por sí, pero además los defectos que existen son difíciles de eliminar y son una de las causas de las filtraciones. Sin embargo se ha demostrado que las medidas tomadas son suficientes, en las actuales circunstancias, para obtener una presa suficientemente impermeable de ilimitada duración. Se halló en la obra misma que los paramentos de mampostería, construídos con los mejores materiales y cuidadosamente, no pueden ser absolutamente impermeables, porque el fraguado del mortero en los paramentos de mampostería es, en sí, una fuente de defectos, cuya influencia puede limitarse pero no se puede eliminar por completo.

Por lo tanto se recomienda que en las construcciones de esta naturaleza que se hagan en el futuro, se reduzca todo lo posible el número de juntas de construcción, de manera que cada capa de hormigón de gran espesor sea ejecutada sin interrupciones; es preferible que el revestimiento del paramento de aguas arriba sea de hormigón especial, que resista el hielo, y sin juntas, o bien de bloques de hormigón de grandes y apropiadas dimensiones. Cuando se empleen revestimientos de mampostería en el paramento de aguas arriba pueden ejecutarse antes o después del hormigonado del cuerpo de la presa, pero de manera que la construcción pueda conducirse sin obstáculos.

(D 29)

EMPLEO DE MATERIALES BITUMINOSOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE GRANDES PRESAS

GLEBOV, *U. R. S. S.*

1. Los revestimientos bituminosos, materiales sumamente impermeables y muy resistentes a los efectos nocivos del agua, pueden emplearse con éxito para proteger

el hormigón de las construcciones macizas que no están expuestas a sufrir deformaciones.

En los casos en que se temen hundimientos irregulares, la formación de grietas, etc., la delgada capa bituminosa aisladora puede averiarse y, por lo tanto, en estos casos no es recomendable el empleo de revestimientos bituminosos. Si se aplican estos revestimientos en las superficies expuestas, es necesario protegerlos de los choques de los cuerpos flotantes y de la sedimentación de materias finas.

2. Las masillas bituminosas son sumamente impermeables, muy elásticas, y resisten bien la acción del agua; son insensibles a los cambios de temperatura, si son preparadas con ingredientes convenientemente elegidos; y su empleo no presenta ninguna dificultad.

Pueden recomendarse como una de las mejores materias aisladoras para proteger las grandes presas de hormigón contra la acción del agua. Pueden emplearse también en la construcción de pantallas impermeables para las grandes presas de tierra y de piedras. Estos materiales bituminosos deben estar protegidos siempre de los choques y especialmente de la sedimentación de materias finas que al secarse forman costras.

3. Las mezclas asfálticas empleadas en la construcción (hormigón de asfalto, asfalto en losas) son muy impermeables, suficientemente resistentes y elásticas, y se adhieren bien a los hormigones hidráulicos. Pueden emplearse no sólo como materias aisladoras, sino también como materiales básicos en la construcción de las partes de presas ubicadas en terrenos blandos.

La construcción de la presa y de la central hidroeléctrica de Svir puede servir de ejemplo de este empleo.

4. El cemento asfáltico, una vez calentado, forma una masa espesa y viscosa que puede recomendarse como relleno en la construcción de pantallas impermeables de grandes presas de tierra y de piedras; por supuesto, el espacio a llenarse debe estar dividido en compartimientos.

5. Los ensayos de laboratorio sobre la bituminación de piedras de graduaciones diferentes y de mamposterías de ladrillos, permiten determinar las características del relleno de grandes intersticios y de grietas finas, así como también obtener ciertos coeficientes que pueden servir al hacer instalaciones para bombear el betún caliente por medio de tubos.

(D 34)

ESTUDIO DE LOS PARAMENTOS DE LAS PRESAS DE MAMPOSTERÍA Y HORMIGÓN

LOSSMAN y PETZNY, *Checoslovaquia*

La presa de embalse de Vranov en el Dyje es una presa-gravedad de hormigón. La parte interior del perfiles de hormigón, 264,9 kg m³ cemento portland, 221 kg m³ cemento portland, 200 kg m³ cemento portland y las paredes exteriores están protegidas por una pantalla de hormigón 331,5 kg cemento portland contra la intemperie y además para hacerla impermeable en el lado de aguas arriba.

El hormigón se colocó en capas de 1,50 m de altura teniendo un perfil en T. Entre esta pantalla, de un espesor de 2 a 3 m, y el hormigón de masa, un intervalo de unos 2 m de ancho, se hormigonó más tarde, cuando la pantalla alcanzó una altura de 7,50 a 10 m para que tuviese tiempo de enfriarse.

La separación de las juntas es de 14,60 a 15,60 m, excepto para las del bloque de los conductos de la turbina, que la separación es de 27 m. La largura de los bloques, de unos 15 m, se eligió de acuerdo con la experiencia obtenida en las presas ya construídas, se ha comprobado también con referencia al hormigón empleado por la fórmula de Engesser-Kammüller.

Se observaron grietas en el hormigón de uno a dos años de edad. En el bloque de 27 m de largo se formaron dos grietas a una distancia de 8 a 12 m de la junta, pero sin prolongarse al interior de la presa. En cinco bloques de 15 m aparecieron grietas en el paramento de aguas abajo de la presa. En el invierno también aparecieron algunas grietas locales en el paramento de aguas arriba sobre el nivel del agua. Todas estas grietas, que apenas se ven en el verano, fueron causadas por la retracción y los cambios de temperatura y no tienen ninguna influencia en la impermeabilidad ni en la estabilidad de la presa.

Cada una de las juntas de dilatación fué impermeabilizada en el lado de aguas arriba por medio de una capa de Rhenabit y de Rhenasbest de un espesor de 15 mm protegida por una placa de hormigón armado. Además cada junta tiene una abertura de 20/20 cm llena de asfalto. Al nivel máximo del embalse, la infiltración total de la presa fué de 1,2 litro por segundo.

Las deformaciones de la presa se determinan por medio de una plomada que amplifica los movimientos ópticamente antes de ser medidos; las posiciones de la plomada se toman microfotográficamente siguiendo el método del profesor Semerad. Los desplazamientos de la presa también se verifican por triangulación. En el nivel máximo del embalse se ha probado una deformación de 5,77 mm. El movimiento debido a las deformaciones se midió por medio de un aparato de Mahr, con tres puntos de referencia colocados en triángulo en los bloques. Por estas medidas se comprobó que las juntas de dilatación se alargan a causa de la retracción del hormigón y que continúan trabajando con los cambios de temperatura.

La construcción de la presa hasta el presente ha demostrado ser completamente satisfactoria, pues ha estado expuesta a las intemperies y a las heladas y no presenta deterioros.

Este éxito se debe al método empleado en la colocación del hormigón mencionado más arriba, al revestimiento de hormigón resistente de los paramentos de la presa y a la separación de unos 15 m de las juntas de dilatación.

(D 45)

ESTUDIO DE LOS REVESTIMIENTOS DE LOS PARAMENTOS DE GRANDES PRESAS CONSTRUÍDAS EN ALEMANIA

LUDIN, *Alemania*

De las 74 presas alemanas de más de 15 metros de altura, 59 son presas de gravedad. Las observaciones recogidas sobre 48 de estas últimas se mencionan en esta memoria. Los resultados principales están reunidos en forma de tabla.

Las presas de gravedad alemanas en su gran mayoría están construídas de mampostería de piedras naturales y algunas de entre ellas fueron construídas recientemente (1932). Siete presas, dos de las cuales son las más altas de Alemania, fueron ejecutadas de hormigón, siguiendo métodos modernos.

La mampostería de piedra, unida frecuentemente con cal y trass o con mortero de cemento y de trass es por lo general construída en el lado de aguas abajo sin ningún revestimiento especial.

En la mayoría de los casos el lado de aguas arriba de las mamposterías de piedras naturales se protege por medio de un sistema especial inventado por el profesor Intze. Los principales elementos de este sistema de protección son:

1. un enlucido de mortero impermeable de 25 a 30 mm, aplicado en dos capas;
2. un enlucido protector bituminoso doble o triple aplicado sobre el enlucido precitado;
3. un revestimiento protector constituido por una mampostería de piedras pequeñas o hecha de hormigón apisonado. Este revestimiento tiene un espesor

mínimo de 0,6 a 0,8 m y se encuentra delante de la capa impermeable. Está unido al muro por medio de un empalme hecho en la base.

4. una red de tubos de drenaje en el interior de la mampostería, colocada de 1 a 2 metros detrás del revestimiento impermeable, que desagua hacia el pie aguas abajo del muro.

El drenaje del lado de aguas abajo empleado en algunos casos se considera superfluo.

Este sistema generalmente ha dado muy buenos resultados. Además, recientemente se obtuvieron resultados muy buenos empleando una forma de construcción más fácil y menos costosa: Una capa impermeable compuesta de un enlucido de gunita 1:3 de 40 mm de espesor y de un enlucido 1:2 o 1:1 de 10 mm de espesor aplicado a mano y sin revestimiento protector. Para las aguas muy corrosivas recientemente se ha hecho un revestimiento de placas de pedernal el cual ha producido una impermeabilidad muy satisfactoria.

Aunque la última grande presa de mampostería construída en Alemania sólo data de 1932, parece que todas las nuevas grandes presas que se construyan serán hechas de hormigón.

Las 7 presas modernas de hormigón construídas en Alemania muestran un rápido desarrollo comenzando con la aplicación precisa del modo de construcción de las presas de mampostería (Schwarzenbach, comienzo de los trabajos en 1922) con revestimientos hechos con piedras naturales del lado de aguas abajo y enlucido impermeable con revestimiento protector de hormigón del lado de aguas arriba. Se pasa seguidamente a varias construcciones con enlucido de gunita (Torkret) del lado de aguas abajo y del lado de aguas arriba, cuyo resultado final permite llamarlas "construcciones muy satisfactorias," así como también se hace referencia a una construcción menos satisfactoria de hormigón impermeable uniforme. Finalmente se trata de dos construcciones muy prometientes, con revestimiento de hormigón de alta calidad aplicado del lado de aguas arriba o de los dos lados, detrás de una pantalla de acero (Agger y Zillierbach).

Con pocas excepciones y hasta el presente se ha empleado el drenaje del lado de aguas arriba en las presas alemanas de hormigón. Tal drenaje es eficaz y por esta razón puede calificarse como apropiado. Desde hace poco, se construyen con cortes de aspiración dispuestos casi horizontalmente y por medio de piedras artificiales de poros grandes con aperturas formando tubos.

La experiencia indica que se debe prestar mayor atención que la que hasta ahora se ha dado a la buena impermeabilización y al drenaje perfecto de la superficie del coronamiento del muro, por ser allí donde frecuentemente se encuentra la causa de las averías en la cresta de la presa como consecuencia natural de las infiltraciones y de las heladas.

(D 49)

REVESTIMIENTOS DE MAMPOSTERÍA DE LOS PARAMENTOS DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

LALIN, Suecia

El autor se refiere a un cuestionario enviado a los propietarios de grandes presas de Suecia, sobre los experimentos hechos con revestimientos de piedra. Las contestaciones recibidas suministran opiniones sobre el valor de los revestimientos de piedra que fluctúan de la más completa condenación a la más apreciación. Se resume la utilidad de los revestimientos, y se somete a una consideración crítica. La conclusión deducida es que los revestimientos poseen valor como protección contra choques mecánicos, así como contra variaciones de temperatura. También se señala que el valor de los revestimientos en tales casos depende de la

calidad de su ejecución. Un revestimiento bien ejecutado puede ser útil, mientras que un revestimiento mal ejecutado puede ser una desventaja. En el ejemplo dado se puede ver que el agua corriente desmorona el hormigón malo, mientras que el hormigón bueno es muy resistente.

El fenómeno de deterioración es explicado por la presentación de cuatro tipos diferentes. En la práctica, éstos ocurren separados rara vez, sino que están combinados. En conclusión se describe el modo de obtener un buen revestimiento, y se señala que la condición más importante para garantizar un buen resultado es tener mucho cuidado en la colocación del hormigón detrás del revestimiento.

(D 60)

LOS REVESTIMIENTOS DE LOS PARAMENTOS DE LAS PRESAS DE MAMPOSTERÍA Y DE HORMIGÓN

IWANOW, *Bulgaria*

El autor de la memoria hace resaltar la importancia de los revestimientos de los paramentos de las presas, especialmente del lado aguas arriba, que sirven de protección contra las variaciones de la temperatura exterior y contra los daños que puede causar la acción agresiva del agua.

A causa de sus experiencias con presas emplazadas en montañas altas, el autor opina que éstas deben construirse de hormigón pobre en cemento pero que la capa de impermeabilización del lado aguas arriba debe ejecutarse de manera que el agua no pueda penetrar en el cuerpo de la presa, evitando así que se ponga en contacto con los materiales de la masa.

El autor considera que el método propuesto por el Dr. Link para la presa Beli-Isker en Bulgaria resulta seguro y eficaz para impermeabilizar la presa; dicho método consiste en revestir el lado aguas arriba con planchas de cobre o de otro metal apropiado.

(D 66)

SISTEMAS PRINCIPALES ADOPTADOS EN ITALIA PARA IMPERMEABILIZAR Y PROTEGER LOS PARAMENTOS DE LAS PRESAS DE MAMPOSTERÍA

TESTA, *Italia*

Italia ofrece interesante material para observar presas, pues posee un gran número de estructuras de mampostería y de hormigón, situadas a elevaciones que varían entre casi el nivel del mar y más de 2.500 metros de altura, estando, por lo tanto, expuestas a una amplia variación de condiciones climáticas.

Los sistemas usados más comúnmente para impermeabilizar y proteger los paramentos de aguas arriba de las presas son los siguientes:

- (a) Revestimiento de argamasa.
- (b) Revestimiento de piedra y mortero de cemento.
- (c) Hormigón compacto e impermeable por sí mismo.
- (d) Cubierta de hormigón.
- (e) Capa protectora de metal.

Los revestimientos impermeables, generalmente del tipo bituminoso, también se han aplicado a los paramentos de aguas arriba, pero tienen que ser renovados con frecuencia.

El empleo de enlucidos en los paramentos de aguas arriba es el sistema de impermeabilización más corriente en Italia. El enlucido de 2 a 5 cm de grueso se aplica a mano o con "gunita" y, en muchos casos se refuerza con una malla metálica. Si la mano de obra es buena y las condiciones climáticas son favorables, se obtienen resultados satisfactorios. Sin embargo, debido a la trituración

del hielo o al agrietamiento y desprendimiento a causa de la acción térmica y los movimientos de la presa, no son convenientes los enlucidos para presas ubicadas a alturas que pasan de 1.500 metros.

Los revestimientos de bloques de piedra, cerrados con mortero de hormigón, ofrecen una protección excelente contra los agentes externos, especialmente contra la acción del hielo, pero no son apropiados para asegurar la impermeabilidad. Se ha obtenido un buen grado de impermeabilidad rellenando con lechada el cuerpo de mampostería inmediatamente detrás del revestimiento exterior.

En la construcción de recientes presas de hormigón, para obtener la impermeabilidad, se ha prestado escrupulosa atención a la composición granulométrica y a la proporción agua-cemento del hormigón colocado en la sección de aguas arriba.

Las cubiertas protectoras de hormigón que se han adoptado en Italia hasta la fecha son todas del tipo de arcos múltiples encajadas en el cuerpo de mampostería de la presa. En la presa Ceresole Reale los arcos tienen un radio exterior constante de 2 m y un radio interior que varía de 1,5 m en la parte superior a 1 m en la parte inferior. El ángulo del anillo del arco exterior es de 140° y tiene juntas de contracción verticales con una separación de 20 m y colocadas en las impostas de los arcos. Esta distribución protege al paramento de la presa del contacto directo con el agua, pero es muy caro. Se obtienen resultados satisfactorios si el hormigón de la cubierta es compacto e impermeable y si la cubierta se adapta a las deformaciones de la presa sin agrietarse.

En dos presas de Italia se han colocado cubiertas metálicas protectoras. La del Diavolo está construída de puras planchas de hierro, de 2 mm de grueso y de un tamaño de 2 por 1 m, soldadas eléctricamente. Las cubiertas metálicas, como las de hormigón, impiden que la presa esté en contacto directo con el agua, pero son más impermeables y generalmente cuestan menos.

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

**ESTUDIO GEOTECNICO DE LOS TERRENOS
DE FUNDACION**

Ponente General: IRVING B. CROSBY
Geólogo Consultor

DISCUSION GENERAL

La Cuestión VI, el "Estudio Geotécnico de los Terrenos de Fundación," asunto extremadamente amplio, incluye el estudio geológico de los lugares en que han de emplazarse las presas, la contribución de la geofísica y otras ramas a tal estudio, la mecánica del suelo y otras aplicaciones de la física y la química a los problemas relacionados con las fundaciones, así como los métodos empleados para hacer frente a condiciones desfavorables. Entre las once memorias presentadas hay algunas que estudian uno o más aspectos de la cuestión desde puntos de vista especiales, mientras que otras hacen un estudio general. Varias de las memorias citan ejemplos de condiciones existentes en emplazamientos de presas, los medios utilizados para investigar tales condiciones y las medidas que se han tomado para remediarlas.

Tres de las memorias (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; y D 57, Mead) se refieren principalmente a las investigaciones geológicas de los emplazamientos para presas. Dos memorias (D 7, Schlumberger, y D 46, Sundberg) se limitan casi exclusivamente a considerar el uso de los métodos geofísicos en el estudio de los emplazamientos y dan ejemplos de la aplicación de estos métodos con los resultados obtenidos. Una memoria (D 54, Olsson) sólo presenta la descripción de un método para obtener muestras intactas del subsuelo. Dos memorias (D 21, Morokawa e Iwaoka, y D 36, Drouhin y Martin) muestran los métodos y problemas de los estudios geotécnicos por medio de una exposición detallada de las condiciones descubiertas en varias presas, y explican los métodos de exploración y los ensayos empleados, así como los diferentes tratamientos aplicados para remediar las condiciones desfavorables existentes. Tres de las memorias (D 35, Grischin; D 37,

Ehrenberg y Tiedemann; y D 63, Pagliaro), tratan de varios aspectos de la cuestión pero dan especial consideración a los estudios y ensayos físicos y químicos y a la clasificación de las características de los terrenos de fundación. Se presta también singular atención en estos tres trabajos a los métodos propuestos para el tratamiento de condiciones desfavorables.

INVESTIGACIONES GEOLÓGICAS DE EMPLAZAMIENTOS DE PRESAS

Se expresa la necesidad de efectuar una investigación geológica como paso inicial en el estudio geotécnico de los terrenos de fundación de las presas (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; D 21, Morokawa e Iwaoka; D 35, Grischin; D 37, Ehrenberg y Tiedemann; D 57, Mead; y D 63, Pagliaro) y se recalca la importancia de dichos estudios, así como también la necesidad de cooperación entre el geólogo y el ingeniero. Lugeon considera esencial la selección de un geólogo de considerable experiencia en esta clase de trabajo, y el que no se le impongan trabas exigiéndole economías en esta investigación de fundamental importancia.

Una investigación geológica del emplazamiento de una presa comienza con un estudio detallado y la cartografía del lugar; los datos obtenidos sirven para preparar secciones geológicas y, en algunos casos, modelos transparentes. Los pozos de ensayo y las perforaciones, particularmente los sondeos con barrenas huecas, han sido desde hace mucho tiempo de inestimable valor para el geólogo; la distribución de los sondeos, el estudio de las muestras y otros datos constituyen una fase muy importante de su trabajo. Ultimamente, los métodos geofísicos han venido a ser reconocidos como un instrumento adicional, de gran ayuda especialmente en el estudio preliminar de los emplazamientos de presas. Los ensayos respecto a la presión del agua en los sondeos proporcionan a menudo datos de importancia sobre la condición de la roca.

Los datos obtenidos con tales métodos e instrumentos no resuelven por sí solos los problemas prácticos, pero deben ser considerados correlativamente e interpretados con exactitud. Aun cuando se ha generalizado bastante la costumbre de consultar al geólogo con respecto a los problemas de fundación, subsiste el peligro de que no se obtengan los mejores resultados si se deja de reconocer la importancia que reviste el escoger para la investigación a un geólogo de mucha experiencia y buen criterio, a quien se deje en amplia libertad para emplear los métodos y medios que estime convenientes. Únicamente de esta manera podrá alcanzarse la mejor interpretación de las condiciones existentes, y obtenerse la aplicación más útil para los problemas prácticos. Los métodos empíricos no son convenientes para esta clase de trabajo, y el empleo de generalizaciones y clasificaciones como leyes de aplicación universal constituye un peligro que es preciso evitar (D 8, Lugeon).

Varios autores han sugerido métodos para clasificar algunas de las características de las rocas. Pagliaro presenta una clasificación de rocas y formaciones no consolidadas en cuanto a la permeabilidad, la resistencia a la compresión y a la acción del tiempo; en tanto que Ehrenberg y Tiedemann han tratado de clasificar las formaciones según las dificultades que presenta la excavación. Grischin, por su

parte, discute el uso de constantes físicas para diferentes rocas y un módulo para fracturar la roca.

Se hacen breves descripciones de las condiciones típicas de los emplazamientos de presas en diferentes tipos de roca: rocas ígneas y metamórficas, piedra arenisca, piedra caliza, esquistos, rocas volcánicas, depósitos glaciales y de aluvión; y se discuten la capacidad de sustentación, la resistencia a la cortadura, la permeabilidad y la resistencia a la acción atmosférica de estas formaciones. También se explica la importancia de las fallas y las grietas en las juntas, así como los problemas especiales de la piedra caliza y los esquistos (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; y D 57, Mead). Se llama la atención hacia el peligro que presentan valles antiguos sepultados bajo depósitos glaciales (D 15, Bromehead); y en los casos en que existan sedimentos permeables bajo el emplazamiento deberá hacerse un estudio especial respecto a la posibilidad de infiltración por debajo de la presa (D 35, Grischin; D 37, Ehrenberg y Tiedemann; y D 57, Mead).

Se exponen las condiciones geológicas existentes, los medios de investigación puestos en práctica y las medidas correctivas que se han tomado en seis presas; dos en el Japón, una en Rusia y tres en Argelia (D 21, Morokawa e Iwaoka; D 35, Grischin; y D 36, Drouhin y Martin). Las descripciones que se hacen de las condiciones existentes en estas presas ilustran claramente algunos de los problemas que discuten en términos generales los demás autores.

Ha sido necesario tomar medidas especiales para evitar filtraciones y sollevamientos en la presa gravedad de Senzu, en el Japón, construída de hormigón sobre piedra arenisca y pizarra con grietas y fallas. En la presa de bóvedas múltiples de Beni-Bahdel, en Argelia, emplazada sobre capas interpuestas de esquistos y piedras areniscas, algunas de las cuales son muy poco resistentes, se han efectuado ensayos especiales y se han tomado medidas especiales a fin de evitar el deslizamiento y la desintegración de los esquistos durante la excavación. La presa de enrocamiento de Bou-Hanifia, en Argelia, está instalada sobre arena y piedras areniscas, bajo las cuales hay margas, y todo el terreno está cortado por varias fallas. Descríbense los ensayos realizados y las medidas que se han tomado para evitar la infiltración, los "renards" y el asentamiento. En la presa de enrocamiento de Ghrib, en Argelia, construída en un terreno formado por piedras areniscas, friables y permeables, sobre margas, ha habido que hacer investigaciones y tomar precauciones especiales. La presa gravedad de Kamyschin, construída de hormigón, sobre el río Volga, en Rusia, se encuentra sobre formaciones sedimentarias compuestas de tierra diatomea, piedra arenisca, arena y arcilla. Se han llevado a cabo cuidadosas investigaciones por medio de sondeos, pozos, caissons, agujeros y zanjas; se han hecho ensayos tanto sobre el terreno mismo como en los laboratorios, a fin de determinar la permeabilidad, la capacidad de sustentación, y otros factores. En la presa de tierra de Seidai, en el Japón, la roca es de liparita fracturada, pero en la margen derecha hay una terraza de grava. Descríbense los ensayos que se han hecho para determinar la permeabilidad del terreno y las medidas que se tomaron para evitar infiltraciones.

Estos seis ejemplos de formaciones sedimentarias incluyen tanto las rocas sólidas como los terrenos; exponen los conocimientos adquiridos en condiciones diversas, y muestran los métodos de investigación que

resultaron efectivos y las medidas que se tomaron con éxito para remediar las condiciones desfavorables. Tales ejemplos, suficientemente detallados, son de gran importancia para la bibliografía técnica.

CONTRIBUCIONES A LA INVESTIGACIÓN GEOLÓGICA DE EMPLAZAMIENTOS DE PRESAS

Los sondeos de ensayo, los pozos, las perforaciones e investigaciones geofísicas son más útiles al geólogo que estudia los emplazamientos de las presas, que los métodos individuales de investigación. La mayoría de las memorias mencionan la necesidad de emplear tales métodos. Sundberg y Mead discuten el sondeo con barrenas huecas, y el último mencionado expone las ventajas de efectuar perforaciones de grandes dimensiones que permitan al geólogo descender a examinar la roca. Olsson describe un mecanismo para obtener muestras intactas de formaciones cohesivas pero no consolidadas, sin necesidad de usar un tubo protector. Algunos autores tratan del uso de pozos, galerías y caissons para obtener mejores datos sobre las rocas que los pueden obtenerse con las perforaciones (D 8 Lugeon; D 35, Grischin; D 36, Drouhin y Martin; y D 63, Pagliaro).

Existen varias clases de investigaciones geofísicas que son útiles en el estudio de emplazamientos de presas, y uno o más de los siete métodos distintos han sido discutidos por seis de los autores (D 7, Schlumberger; D 36, Drouhin; D 37, Ehrenberg y Tiedemann; D 46, Sundberg; D 57, Mead; y D 63, Pagliaro). Los diferentes métodos geofísicos que se citan como de valor especial son el eléctrico, el sísmico, el de gravedad, el magnético, el radioactivo, el térmico y el acústico. Se han usado principalmente para determinar la profundidad existente hasta la roca sólida, sin hacer perforaciones; pero ha sido posible diferenciar entre capas de arcilla y arena en los terrenos de recubrimiento por medio del método de resistividad eléctrica; algunos métodos han permitido determinar la posición de las fallas y han aportado datos respecto a la estructura geológica. El método que con más frecuencia se ha usado para determinar la profundidad hasta la roca viva es el de resistividad eléctrica, si bien el método sísmico también es muy útil para esto. Por el método acústico se han localizado infiltraciones de depósitos.

Sundberg da tres ejemplos de medios efectivos para determinar la profundidad hasta el lecho de roca, uno Drouhin y tres Schlumberger. Este último describe, además, un caso en que se determinó con éxito el emplazamiento de las zonas débiles en el lecho de roca.

Schlumberger atribuye gran importancia a la conveniencia de que haya la mayor cooperación posible entre el geólogo y el geofísico, pues de esta manera pueden evitarse a menudo errores y dificultades. Schlumberger y Sundberg describen detalladamente los métodos eléctricos, en tanto que Ehrenberg y Tiedemann tratan a fondo de los métodos sísmicos.

Los métodos geofísicos se han convertido en los instrumentos más útiles para el estudio de emplazamientos de presas en determinadas circunstancias, y particularmente en las investigaciones preliminares que se realizan a fin de elegir, entre varios emplazamientos, el más favorable, y en aquellas regiones donde se hace difícil el transporte de taladros, o en casos en que se necesita obtener los datos en un plazo

más breve que lo permite las perforaciones. Los resultados geofísicos no son tan exactos como los obtenidos por medio de perforaciones, pero son muy valiosos porque dan una idea general del problema y ayudan a formular el plan definitivo de investigación.

ESTUDIOS Y ENSAYOS FÍSICOS Y QUÍMICOS

Se han utilizado muchos ensayos físicos y químicos con el fin de determinar las características de los materiales de fundación. Algunos de ellos hace mucho tiempo que se emplean, y otros, particularmente los relativos a sedimentos no consolidados, han sido mejorados y han adquirido mayor popularidad en los últimos años. Aun cuando algunos ensayos se aplican tanto a rocas sólidas como a tierras, es conveniente estudiar separadamente los ensayos sobre rocas sólidas y los ensayos sobre tierras.

En el grupo relativo a las rocas sólidas, uno o más de los diez ensayos ejecutados han sido objeto de discusión por parte de seis autores (D 21, Morokawa e Iwaoka; D 35, Grischin; D 36, Drouhin y Martin; D 37, Ehrenberg y Tiedemann; D 57, Mead; y D 63, Pagliaro). Estos ensayos son: La resistencia a la carga de la roca en el lugar, la resistencia a la compresión de un bloque sin sostén, el módulo de elasticidad, el ensayo de cortadura, la determinación del coeficiente de rozamiento, el peso específico, el ensayo de desagregación para determinar la durabilidad en el agua y bajo mojado y seco alternativamente, la solubilidad en el agua, el análisis químico de la roca y también de las aguas fluviales y de las aguas subterráneas a fin de determinar el efecto sobre la roca y sobre la presa, y la permeabilidad de la roca. Algunos de estos ensayos son mucho más importantes que los otros, y unos son más importantes para ciertas rocas que para otras.

Los ensayos de permeabilidad pueden ser útiles para cualquiera clase de roca y deben determinar la permeabilidad media de la roca en el lugar, y no la permeabilidad de una muestra. Esto se consigue con mayor facilidad por medio de los ensayos en el bajo presión de las perforaciones, y lo discuten en sus trabajos Morokawa e Iwaoka, Drouhin, Grischin, y Ehrenberg y Tiedemann. Los dos primeros describen los ensayos realizados sobre el terreno de determinadas presas.

Los ensayos de resistencia a la carga revisten particular importancia en los casos de rocas poco resistentes y el ensayo de cortadura es de gran utilidad en los casos de esquistos u otras rocas que podrían permitir el deslizamiento. La determinación del módulo de elasticidad adquiere importancia en el caso de presas altas y de presas bóvedas. El ensayo de desagregación se aplica en especial a los esquistos y a rocas como el conglomerado arcilloso hallado en la presa de Saint Francis. A medida que se construyan presas cada vez más grandes y más altas, aumentará la importancia de estos ensayos, así como el estudio y el empleo de sus resultados.

Los ensayos físicos aplicables a las tierras o los sedimentos no consolidados han quedado comprendidos en general bajo el término "mecánica del suelo." Tres de los autores han discutido uno o más de los nueve ensayos incluidos en este grupo (D 35, Grischin; D 36, Drouhin y Martin; y D 37, Ehrenberg y Tiedemann). Estos ensayos

son: La permeabilidad (ensayos sobre el terreno y en los laboratorios), el ángulo de rozamiento interno, el ensayo de compresión, el ensayo de consolidación, el análisis granulométrico, la porosidad, el peso específico, la proporción de humedad y la cohesión.

Drouhin y Martin dan ejemplos de ensayos hechos para la presas de Beni-Bahdel, Bou-Hanifia y Ghrib, que incluyen el de permeabilidad en el laboratorio, el análisis granulométrico, el ensayo de consolidación y la determinación del ángulo de rozamiento interno; mientras que Grischin describe la determinación de la permeabilidad mediante el ensayo de bombeo sobre el terreno, en la presa de Kamyschin.

Los ensayos descritos tienen extraordinaria importancia en dos clases de problemas: La infiltración por debajo de la presa, y la posibilidad de asentamiento de la presa o de fracaso debido a cortadura de los suelos de fundación. En ambos problemas, como en casi todos los problemas a que es aplicable alguno de los ensayos físicos, es indispensable tener de antemano un conocimiento perfecto de las condiciones geológicas. Considéranse, por lo tanto, muy valiosas e importantes las descripciones de casos en los cuales se hayan determinado las condiciones geológicas, los cálculos de infiltración hechos mediante la aplicación de los resultados de los ensayos a estas condiciones, y los cálculos comprobados por las medidas exactas de la infiltración después de llenado el depósito.

TRATAMIENTO DE CONDICIONES DESFAVORABLES EN EMPLAZAMIENTOS DE PRESAS

En casi todos los emplazamientos de presas existen condiciones desfavorables, y son muchos los tratamientos que se han formulado para remediarias. Ocho de los once autores han hablado sobre diversas medidas correctivas, pero han mostrado el mayor interés en las inyecciones de cemento (D 8, Lugeon; D 21, Morokawa e Iwaoka; D 35, Grischin; D 36, Drouhin y Martin; D 37, Ehrenberg y Tiedemann; D 57, Mead; y D 63, Pagliaro).

Se estudian las inyecciones de cemento, de asfalto, de arcilla y de productos químicos. Las inyecciones de cemento dan excelentes resultados especialmente en rocas, y algunas veces se emplean en sedimentos sueltos y muy permeables, pero no conviene aplicarlas en arenas finas. Usanse las inyecciones de cemento en rocas, tanto para evitar infiltraciones como para solidificar la roca fracturada. Se discute la necesidad de limitar la presión que pueda haber sobre ciertas clases de roca. Las inyecciones químicas, que consisten generalmente de dos líquidos que reaccionan en la tierra, se han empleado con buen éxito para evitar infiltraciones a través de terrenos permeables. Se describen detalladamente las inyecciones de cemento y las de productos químicos, y además se dan ejemplos de su aplicación en determinadas presas. En estos casos, se ha explicado la distribución de los agujeros de inyección, la cantidad de cemento utilizada y el efecto que han tenido sobre las infiltraciones en las presas de Sarrans y Sautet, en Francia (D 8, Lugeon); las presas de Senzu y Seidai, en Japón (D 21, Morokawa e Iwaoka); y las presas de Bou-Hanifia y Ghrib, en Argelia (D 36, Drouhin y Martin).

Cuatro autores describen el uso de muros preventivos bajo las presas para evitar la infiltración a través de rocas o sedimentos permeables (D 8, Lugeon; D 15, Bromehead; D 21, Morokawa e Iwaoka; y D 37, Ehrenberg y Tiedemann), y los últimos han descrito el empleo de una capa impermeable en el lado de aguas arriba de la presa. Los desagües y filtros para evitar la infiltración por debajo de la presa, y para impedir que sean arrastrados los materiales, han sido objeto de discusión por parte de tres autores (D 35, Grischin; D 36, Drouhin y Martin; y D 37, Ehrenberg y Tiedemann); el segundo cita varios ejemplos.

El hecho de haber concentrado los autores su atención en las inyecciones de cemento, y la complejidad de los problemas presentados, dan una idea de la importancia de hacer un estudio detenido y completo de dicho método, tanto desde el punto de vista del geólogo como del ingeniero. A distinción de la construcción de muros preventivos u otros medios técnicos cuyos efectos pueden preverse con más o menos certeza, en las inyecciones de cemento hay ciertos factores indeterminados entre los cuales el más importante es la condición de la roca. En consecuencia, para obtener los mejores resultados posibles con este método se necesita un profundo conocimiento geológico del carácter y de la constitución de las rocas de fundación.

TEMAS DE DISCUSION

1. Problemas especiales relativos a la investigación de emplazamientos de presas en regiones glaciales.
2. Problemas especiales relativos a la investigación de emplazamientos de presas en rocas volcánicas.
3. Uso de métodos geofísicos para descubrir la posición de las fallas y determinar la condición del lecho de roca.
4. El mejor método para calcular la infiltración bajo una presa construída en tierra.
5. Empleo de las inyecciones de cemento o de las inyecciones químicas en el suelo de fundación.

RESUMENES DE LAS MEMORIAS SOBRE LA CUESTION VI

(D 7)

APLICACIÓN DE LOS SONDEOS ELÉCTRICOS EN EL ESTUDIO DEL EMPLAZAMIENTO DE LAS PRESAS

SCHLUMBERGER, *Francia*

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

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

El método empleado es muy sencillo, el material ligero, y las medidas las hacen un ingeniero y dos o tres obreros inexpertos. Puede prepararse un mapa de las

resistividades en una profundidad constante (cuando se trata de un reconocimiento general), o pueden hacerse sondeos eléctricos, dando en cada estación la profundidad del lecho de roca. En el primer caso puede estudiarse una superficie de 20 hectáreas por día, y en el segundo puede obtenerse un promedio de cuatro sondeos por día.

Se presentan varios ejemplos de la aplicación de este método.

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

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

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

Ejemplo de interpretación de tres sondeos eléctricos.

3. *Presa de Morrisburg (Canadá).*

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

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

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

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

(D 8)

ESTUDIOS GEOLÓGICOS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN

LUGEON, *Suecia*

El autor, que ha tomado parte, como geólogo, en la construcción de un gran número de presas, demuestra la importancia de los estudios geológicos antes de empezar la construcción de la presa. Describe brevemente las buenas y malas cualidades de las rocas principales que se encuentran en los terrenos de fundación. Demuestra además que su método para determinar el coeficiente de permeabilidad de las rocas, que describe en una obra que ha publicado recientemente, ha dado muy buenos resultados en dos grandes presas francesas, la del Truyère y la del Sautet.

(D 15)

LA GEOLOGÍA DE LOS EMPLAZAMIENTOS DE PRESAS DE EMBALSE

BROMEHEAD, *Gran Bretaña*

Se discuten los emplazamientos con relación a (A) Rocas sólidas, (B) Terrenos de transporte. Bajo A se discute la importancia de: (1) porosidad, (2) uniones, (3) fallas y otros defectos; bajo B se discute (1) la naturaleza de los depósitos y (2) su distribución con relación a las rocas sólidas. Bajo cada sub-capítulo se hace una descripción de los principios esenciales; se facilitan ejemplos de depósitos en los cuales las dificultades han sido salvadas con éxito, y también de casos en que las dificultades han contribuido al fracaso. Se hace resaltar que tan sólo un conocimiento completo de la geología local indicará el emplazamiento más económico y el mejor método de construcción; aun cuando otros factores determinen el emplazamiento aproximado de una presa y las condiciones geológicas sean de una naturaleza pobre, las dificultades pueden ser salvadas de manera

más satisfactoria y más económica si ya han sido previstas, que en los casos en que solamente se descubren después de haber principiado las obras. Se hace resaltar la importancia que tiene el que se emprendan sondeos exploratorios en los casos en que las condiciones no puedan ser determinadas en otra forma por un geólogo competente; pero en muchos casos, los conocimientos que pueden obtenerse por intermedio del Servicio de Estudios Geológicos pueden evitar la pérdida innecesaria de grandes sumas de dinero.

(D 21)

EJEMPLOS DE CONSTRUCCIONES DE PRESAS DADOS COMO CONTRIBUCIÓN AL ESTUDIO GEOLÓGICO DE LAS FUNDACIONES

MOROKAWA E IWAOKA, *Japan*

Se dan dos ejemplos de construcción de presas, con el fin de contribuir al estudio geológico. Uno se refiere a la presa-gravedad de hormigón de Senzu, terminada en 1935, y el otro a la presa de tierra de Seidai que ha de terminarse este año. Los emplazamientos elegidos para las dos presas son buenos desde el punto de vista geográfico y relativamente buenos desde el punto de vista geológico, pero existen algunos defectos en el lecho de roca. Esta memoria trata de dichas obras y contribuye al estudio de la cuestión en los siguientes asuntos: con referencia a la presa de Senzu, la existencia de pizarra arcillosa paleozoica con muchas grietas en la margen derecha y en la mitad del lecho del río; en cuanto se refiere a la presa de Seidai, la existencia de una terraza permeable en la meseta de la margen del río, la investigación que se ha hecho, la preparación de la fundación, y las medidas tomadas para evitar las filtraciones.

(D 35)

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN DE LAS GRANDES PRESAS

GRISCHIN, *U. R. S. S.*

En esta memoria se trata de algunos requisitos en el estudio geotécnico de los terrenos de fundación, que son necesarios para los proyectos de grandes presas.

Basándose en el estudio de la acción de los esfuerzos que la presa ejerce sobre la fundación (presión del agua y de los depósitos, pesos de la obra, de las compuertas, etc.) así como la acción ejercida sobre la fundación por el agua y los aluviones del depósito (infiltración, fuerzas hidrodinámicas, etc.), se examinan los esfuerzos desarrollados en el suelo de fundación y los diferentes fenómenos físico-químicos que tienen lugar. Además, teniendo en cuenta los métodos modernos de cálculo de las fundaciones de las presas, se establecen las características y las constantes de los suelos y de las rocas necesarias para dichos cálculos.

Al mismo tiempo se examinan los estudios geológicos e hidrológicos que se hacen para establecer los proyectos de presas, teniendo en cuenta las particularidades de los terrenos de fundación (ya sean o no rocosos u homogéneos) y se aplica este examen a los diversos tipos de presas.

Todas las características y las constantes geotécnicas necesarias se agrupan en una lista separada y se clasifican, según el tipo de fundación, en constantes:

1. Necesarias para los suelos de fundación ya sean rocosos o no,
2. Necesarias solamente para los suelos rocosos,
3. Necesarias solamente para los suelos no rocosos.

Además, en cada grupo se dividen las características en—

A. Absolutamente necesarias en todos los casos,

B. Necesarias, pero no en todos los casos.

También hay que tener en cuenta en esta lista los datos siguientes:

1. Datos sobre las observaciones hechas con los procedimientos de cimentación asfaltada u otros para la consolidación de la fundación,

2. Datos sobre los procedimientos empleados para hincar los pilotes.

3. Datos sobre la selección de los filtros para los suelos no rocosos.

También se hacen indicaciones sobre el campo de los trabajos de estudios geotécnicos y geológicos. Se suministran datos sobre los sondeos, pozos, extracción por medio de barrenas huecas, etc.; la profundidad de los sondeos a lo largo del perfil del río y en el terreno de aguas arriba y de aguas abajo, así como a lo largo de las pendientes del valle, etc.

En conclusión se da un ejemplo de estudios diversos y muy complicados sobre la presa de Kamyshin en el Volga.

(D 36)

ENSAYOS GEOTÉCNICOS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN

DROUHIN y MARTIN, *Argelia*

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

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

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

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

Los ensayos han conducido a—

limitar las presiones en el suelo a 6 kgs/cm²,

luchar con los desplazamientos angulares relativos a los contrafuertes, aprovechar mejor el empuje de aguas abajo con la arenisca.

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

La presa de piedra de Bou-Hanifa instalada en terrenos permeables y socavables, tiene como parte de su dispositivo de impermeabilidad un muro con núcleo de hormigón encastrado en las margas impermeables, y cuya profundidad es de 70 m.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Estos trabajos comprendieron:

la trabazón del muro central al terreno de fundación,

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

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

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

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

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

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

El objeto del filtro es hacer bajar muy de prisa la velocidad del agua en los surgimientos a fin de facilitar el depósito y al mismo tiempo impedir que pasen aun los granos más pequeños del terreno. Las aguas se desaguan por medio de tuberías de hormigón armado que poseen orificios que desembocan en la capa de grava. El filtro está separado por muretes longitudinales y transversales que obligan al agua a penetrar en las tuberías y permiten localizar las pérdidas.

La presa de Ghrib está construída sobre un terreno formado de arenicas, generalmente friables, y de margas de mala calidad.

Las areniscas son permeables en su masa, y la velocidad con que sus partículas se desprenden es muy pequeña, dentro del grado de un milímetro/segundo.

Las mismas están cortadas por grietas, unas finas y las otras más abiertas y llenas de productos aluviales. La circulación de agua en una grieta, según lo demuestran los ensayos, provoca el transporte de material, por erosión, regresiva, entonces es arrastrado muy rápidamente y por último el agrandamiento sin límite de la grieta por la erosión de los lados. Estos crea un grave peligro.

Las margas, aunque se desintegran fácilmente, resisten bien la erosión gracias a un fenómeno de defensa propia, la formación de una película coloidal delgada y muy lisa. Los ensayos muestran que, hasta en el caso de grandes velocidades, la erosión se detiene ella misma.

Los contactos entre areniscas y margas son especialmente peligrosos. Además hay que temer deslizamientos en las capas de arcilla incluídas en las areniscas.

Se han realizado trabajos muy importantes de impermeabilización (50 millones de francos). Consisten de cortinas de inyecciones aplicadas especialmente a las dos capas principales de areniscas. Lateralmente estas cortinas no están limitadas por los terrenos impermeabilizados. Su extensión es solamente determinada por la consideración de la pendiente piezométrica por las vías más cortas.

Los agujeros fueron ejecutados con supermartillo. En los mismos se inyectó cemento líquido previamente sometido al tratamiento de silicato de soda, cuyo efecto es cerrar las grietas muy finas, facilitar la penetración del cemento en las otras y finalmente reducir la permeabilidad de la roca.

Las observaciones hechas cuando el agua estaba a media altura han demostrado que se había traído la permeabilidad media del terreno tratado por debajo de la permeabilidad de la arenisca misma.

Para garantizar la seguridad y poder verificar las fugas, se estableció un completo sistema de drenaje filtrante. Los desagües consisten de agujeros de 200 mm a distancias de 20 m, provistos de tubos especialmente perforados y rellenos de arena de una granulometría tal que detiene los granos finos del terreno.

Estos desagües, que abarcan los dos niveles de areniscas, desembocan en las galerías.

La presa está actualmente en proceso de embalse. Hasta ahora los resultados son enteramente satisfactorios, las pérdidas totales no pasan de 2 litros por segundo.

(D 37)

ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN

EHRENBERG y TIEDEMANN, *Alemania*

Al examinar las secciones de los valles para determinar si son apropiadas para la construcción de presas debe darse la mayor importancia al estado del subsuelo. Este último debe permitir una fundación bien asegurada del cuerpo de la presa con la menor cantidad de medios posible, y las pérdidas de agua por filtración del depósito de embalse no deben exceder los límites que en la práctica son admisibles.

La memoria indica la dirección hacia la cual conviene dirigir las investigaciones referentes a la estructura del subsuelo del valle.

Los estudios morfológicos revelan la historia de la formación del valle y de sus contornos.

Para completar los conocimientos geológicos preliminares de orden general se cuenta con los métodos diversos de investigación, las excavaciones de prueba, los sondeos y los exámenes geofísicos, tales como las medidas de gravedad, las medidas del efecto radioactivo, las medidas sísmicas y las medidas eléctricas.

Una contribución de la Deutsche Forschungsgesellschaft, für Bodenmechanik reproducida bajo II B 3 demuestra la aplicación de medidas dinámicas para el examen del terreno.

Desde el punto de vista de la técnica de la construcción las principales propiedades del subsuelo del valle deben determinarse por medio de ensayos sobre el terreno mismo y también por ensayos en el laboratorio con muestras del terreno.

Para determinar los costos y formular los contratos es muy importante indicar con la mayor precisión posible la calidad de resistencia de los terrenos que se van a explotar, a fin de construir solamente lo que se deba y que el contratista no sufra daños pecuniarios. Por otro lado es necesario considerar además de la resistencia a la explotación las dificultades provenientes de las condiciones relativas a las aguas subterráneas, los efectos del clima, etc.

Es además importante examinar el subsuelo con referencia a su permeabilidad al agua. Para medir las aguas subterráneas se usan aparatos indicadores del

nivel del agua. La permeabilidad del estrato conductor de agua se determina en el sitio mismo por ensayos con la capa subterránea o en el laboratorio con muestras del terreno tomadas, si posible, en estado intacto en las excavaciones de ensayo o en los sondeos. Se debe también determinar con no menos cuidado la permeabilidad de los flancos de la presa a fin de evitar lo más posible toda circulación de agua en el dique. Por medio del uso de materias colorantes se puede seguir el curso de las aguas que corren en el subsuelo y determinar las relaciones subterráneas existentes entre las aguas de la superficie, las corrientes de aguas en el fondo y los manantiales. En fin, es igualmente indispensable verificar la composición química del agua y ver si la misma puede atacar el hormigón o el hierro.

El examen de la resistencia del subsuelo al tratarse de fundaciones sobre rocas incluye la determinación de la naturaleza de las rocas bajo el punto de vista de resistencia a la presión y a las grietas. Si se trata de presas macizas, se debe aplicar la regla según la cual el módulo de elasticidad y de deslizamiento de la roca debe ser lo más uniforme posible y no debe ser mucho menor que el de la mampostería. Se debe tener en cuenta los efectos de la flotación hidrostática en los sistemas de grietas abiertas. Para las fundaciones sobre sedimentos no reforzados, es necesario determinar la compresibilidad y resistencia a la presión del terreno. Muy particularmente hay que evitar el riesgo de rupturas fundamentales.

En el último capítulo se mencionan las reglas que hay que observar para asegurar el enlace entre el cuerpo de la presa y el subsuelo. Se dan tres casos distintos:

(1) Rocas que se encuentran a una profundidad accesible.

(2) Rocas que se encuentran a una profundidad mayor o que no existen en el subsuelo.

(3) Subsuelo sin capas impermeables.

Los problemas son explicados por medio de numerosos ejemplos. Por otro lado, la memoria reproduce esencialmente los conocimientos adquiridos prácticamente en presas alemanas.

(D 46)

DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL LECHO DE ROCA

SUNDBERG, *Suecia*

Al hacer proyectos de centrales hidráulicas en las regiones, donde la roca está cubierta de aluvión de un espesor considerable, la profundidad del lecho de roca se determina mejor por medio de sondeo por tubería combinado con sondeo con barrenas huecas.

En los terrenos para los cuales no existen datos respecto de la profundidad a que está la roca sólida, es conveniente hacer un estudio geofísico antes del sondeo. Los métodos geofísicos pueden también emplearse ventajosamente para completar la determinación de la profundidad del lecho de roca efectuada con la ayuda de sondeos, a fin de obtener una completa imagen del relieve de la roca del fondo.

Para esta determinación geofísica se emplean los métodos sísmicos y eléctricos. El principio de la determinación por el método sísmico se explica brevemente, y se da seguidamente una descripción detallada del método eléctrico, utilizando la gran diferencia de conductibilidad eléctrica entre las formaciones cuaternarias blandas y las rocas sólidas.

Por el método de medir el potencial eléctrico se envía una corriente eléctrica a través del suelo entre dos electrodos, consistentes de varillas metálicas enterradas en la tierra, y se examina la distribución del potencial resultante en el suelo.

Un método aplicado con gran frecuencia es el procedimiento de cuatro electrodos o el método de resistencia específica aparente, cuyo principio se describe.

Otra modificación es el procedimiento de la relación de la caída del potencial por el cual la proporción de las diferencias de tensión entre tres electrodos móviles se determina por un puente de resistencia de construcción especial.

Se citan los ejemplos de investigaciones hechas por l'Aktiebolaget Elektrisk Malmletning (Empresa de Reconocimientos Eléctricos), Estocolmo, utilizando estos métodos: trabajos hechos al norte de Suecia por cuenta del Servicio Geológico de Suecia, investigaciones para varias centrales hidráulicas y para un depósito de mineral de hierro en Suecia, exámenes del subsuelo para la construcción de dos presas y de tres puentes, hechos, en Japón, por cuenta de los ferrocarriles del Estado japonés, en fin resultados de determinaciones eléctricas de las vetas de plomo y de zinc de Buchans en Terranova.

La exactitud de la determinación de la profundidad del lecho de roca es de 5 a 10%. Bajo condiciones normales puede hacerse un promedio de cinco determinaciones por día.

(D 54)

MÉTODO PARA OBTENER MUESTRAS DE TIERRA CUYO ESTADO NATURAL SE HA ALTERADO LO MENOS POSIBLE

OLSSON, *Suecia*

La memoria describe un método para obtener muestras de tierra en que el estado natural se ha alterado lo menos posible.

Los Ferrocarriles del Estado de Suecia desde hace algunos años (otoño de 1923) emplean con este fin un taladro de tierra, llamado taladro a pistón, descrito más detalladamente en "Teknisk Tidskrift" del 28 de febrero de 1925. El taladro se compone esencialmente de un cilindro por el cual se obtiene la muestra y de un pistón más corto que trabaja en este cilindro. Este pistón tiene dos funciones: una, cerrar la parte inferior durante el descenso para impedir la entrada de materias extrañas, y la otra, cerrar la parte superior, durante la subida, a fin de impedir que la muestra caiga por aspiración.

El barrenado de pistón se ha usado cada vez más en los últimos años. Se han conseguido mejores muestras de tierra y solamente en casos excepcionales no han sido satisfactorias las muestras obtenidas.

(D 57)

LA INGENIERÍA Y LA GEOLOGÍA EN LOS EMPLAZAMIENTOS DE PRESAS

MEAD, *Estados Unidos*

En la introducción el autor hace notar la relación fundamental que existe entre los factores geológicos y la posibilidad de ejecutar los proyectos y las obras de construcción, así como las responsabilidades mutuas y la cooperación necesaria entre el ingeniero y el geólogo.

En la primera parte de la memoria se discuten los métodos de exploración, incluyendo el levantamiento del mapa geológico, las excavaciones de exploración, los métodos para hacer los sondeos con taladros anulares, las muestras y la manera de llevar las notas, los sondeos a percusión, sus posibilidades y limitaciones, y el uso de taladros de suficiente diámetro para permitir la inspección de los agujeros de sondeo. Se discute el empleo de los métodos geofísicos, eléctricos y sísmicos empleados en la exploración de los emplazamientos de las presas. Se sugiere el uso de diferentes tipos de modelos como un factor importante en la interpretación de los datos obtenidos en la exploración.

La segunda parte analiza los aspectos geológicos de los sitios escogidos para presas a base de las diferentes clases de rocas, con atención especial a los problemas de la capacidad de sustentación y a las propiedades elásticas, la resistencia al deslizamiento, la filtración debajo o alrededor de la presa, y la preparación de la fundación. Se estudian también los problemas concernientes a las fundaciones sobre piedra caliza, y el cuidado especial que requieren las fundaciones sobre esquistos, especialmente en la preparación de las fundaciones de mampostería sobre esquistos. La constitución y propiedades físicas de los esquistos se discuten en detalle, como base necesaria en los problemas de exploración y construcción.

La tercera parte estudia brevemente la importancia que tienen los factores geológicos en las fundaciones de las presas de tierra, y especialmente las que están ubicadas en depósitos aluviales.

(D 63)

ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN PARA PRESAS

PAGLIARO, *Italia*

Italia es uno de los primeros países del mundo que se ha ocupado y preocupado de las fundaciones de las presas. La primera reglamentación se remonta a 1886.

Ciertamente, esta reglamentación parece ahora rigurosa porque en aquella época se exigía que la roca fuera sólida, resistente e impermeable; pero es difícil encontrar rocas que reúnan las tres características, sin ningún correctivo por parte del constructor.

En Italia los reglamentos en vigor toman en cuenta las exigencias técnicas, así como también el aspecto geológico, y suministran indicaciones precisas sobre las investigaciones geognósticas.

Estas investigaciones pueden dividirse en tres clases: la superficie, el subsuelo y la integración.

Las investigaciones de la superficie forman parte del estudio del proyecto preliminar de la obra y preceden a las del subsuelo necesarias para conocer las características de los terrenos adecuados para la construcción de la presa en cuanto se refiere a la impermeabilidad y la resistencia.

Con respecto a la impermeabilidad, las diversas rocas se agrupan en cuatro categorías: impermeables (como por ejemplo los granitos); semi-impermeables (como por ejemplo las gredas arcillosas); permeables (como por ejemplo los depósitos de morena); muy permeables (como por ejemplo las calcáreas fisuradas).

En cuanto a la resistencia, la clasificación se hace de acuerdo con la roca de rotura R , la compresión de la roca considerada como un elemento litológico.

Por ejemplo: R superior a 750 kg por cm^2 (granitos); R comprendida entre 400 y 750 kg (calcáreas menos compactas); R comprendida entre 200 y 400 kg (gredas); R inferior a 200 kg (rocas tobosas, arcillas).

Otra clasificación interesante es la que se refiere a la curación de las rocas, es decir, la resistencia en función del tiempo.

Las investigaciones del subsuelo comprenden:

- 1°. El examen geognóstico.
- 2°. Los sondeos de perforación con la extracción de muestras.
- 3°. La ejecución de pozos de exploración.
- 4°. La ejecución de las gaslerías.
- 5°. Las investigaciones por medio de métodos geofísicos (eléctricos, magnéticos, sísmicos, etc.).

Por fin, las investigaciones de integración se agrupan según la calidad, de toda la roca, no considerada únicamente como una entidad litológica.

Casi siempre estas investigaciones tienden a adoptar algunas medidas de integración, como las inyecciones de cemento, las integraciones químicas, las inyecciones de arcilla o de asfalto, los enlucidos, la interceptación de los muros, y la aplicación de gunita.

Las aplicaciones hechas en Italia se refieren a todos estos grupos, especialmente a las inyecciones de cemento que, desde hace 20 años, resuelven el problema más importante de las construcciones, es decir, el referente a las fundaciones.

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

CALCULO DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

Ponente General: WILLIAM P. CREAGER
Hydraulic Engineer

DISCUSION GENERAL

El tema de esta sesión del Congreso es el "Cálculo de Estabilidad de las Presas de Tierra." De las quince memorias sometidas sobre esta cuestión, nueve tratan exclusivamente de la estabilidad de los taludes de la presa y este asunto también lo discute otra memoria más. Las otras memorias tratan del proyecto en general, de las fundaciones, del cilindrado de las presas, de los estudios sísmicos y de las descripciones.

Al considerar primero la cuestión de la estabilidad de los taludes, que es el tema más popular, se encuentra que las memorias de Jonson (Suecia) y May y Brahtz (Estados Unidos de América) obtienen una solución por medio de un original tratamiento matemático de los esfuerzos. Estas memorias tienen un carácter demasiado técnico para permitir una sinopsis comprensiva en esta breve ponencia. Los autores no pretenden que estas soluciones sean exactas pero han presentado nuevas ideas que indudablemente serán de gran utilidad en el desarrollo práctico del asunto.

Las otras ocho memorias que tratan de la estabilidad de los taludes, se basan en el método bien conocido, del "plano de deslizamiento más peligroso." Frontard (Francia) emplea un plano cicloidal, pero los otros siete han adoptado la superficie cilíndrica haciendo mención breve, en algunos casos, de la posibilidad de emplear planos cicloidales, espirales, logarítmicos u otros tipos de planos que, en su mayor parte, consideran poco prácticos y de una precisión superflua.

Fellenius (Suecia) y Knappen (Estados Unidos) han presentado métodos para la determinación directa de la posición del círculo más peligroso sin la repetición ordinaria de los cálculos de ensayo. Estos

[TRADUCCIÓN DEL INGLÉS.]

dos métodos, sin embargo, no incluyen el efecto de las fuerzas de infiltración.

Las fuerzas externas que obran sobre un segmento de una presa, limitado por el plano de la presa, y la superficie de deslizamiento supuesta, se puede considerar que comprenden el peso de los materiales secos y las fuerzas del agua. Las fuerzas del agua consisten de la fuerza de gravedad, su presión hidrostática y su fuerza de rozamiento de infiltración.

Es interesante observar que diversas autoridades en el asunto emplean diferentes métodos para combinar estas fuerzas y no obstante obtienen resultados idénticos. Emplean tres diferentes tipos de diagramas para lograr este resultado. Ivanov (U. R. S. S.) emplea la bien conocida red de infiltración que consiste en líneas de equipotencial y líneas de infiltración. May y Brahtz (Estados Unidos) y Takata y Kambara (Japón) emplean líneas de igual presión de poros. Chugaev (U. R. S. S.) emplea una clase especial de diagrama formado de líneas de presiones iguales resultantes de todas las fuerzas por debajo de la línea freática.

Con excepción de una, todas las memorias, al analizar el problema, toman en consideración las fuerzas de rozamiento del agua.

Memoria D 58 por May y Brahtz (Estados Unidos); Memoria D 54 por Jonson (Suecia)

El método que emplea el plano de deslizamiento más peligroso es una solución simple, más bien mecánica, y está muy estrechamente ligada al tipo ordinario de fracaso por deslizamiento del terraplén, pero para obtener esta simplificación es necesario abandonar, hasta cierto punto, las condiciones aparentemente importantes del equilibrio horizontal y vertical. Las llamadas soluciones racionales toman en consideración el equilibrio en cada punto de la presa de tal forma que la estabilidad de la presa puede determinarse haciendo un examen de la estabilidad de cada uno de estos puntos. Sin embargo, a causa de la falta de leyes definidas sobre las relaciones de los esfuerzos y las deformaciones, y de otros aspectos indeterminados, parece que es inútil buscar una solución exacta del problema. Por lo tanto, los métodos matemáticos de estos autores están basados en ciertas consideraciones prácticas escogidas en los límites de la seguridad.

Debe tenerse claramente en cuenta una importante consideración al hacer comparaciones entre las soluciones matemáticas de este problema y el método del círculo más peligroso. Los factores de seguridad obtenidos en las soluciones matemáticas propuestas son funciones de puntos; mientras que en el método del círculo más peligroso son valores medios obtenidos en un arco circular, que dan por resultado factores de seguridad que son siempre mayores. Es decir, un factor de seguridad de 1,00, resultado de la solución matemática, indica que, en un punto y un punto solamente el material ha sido sometido a un esfuerzo igual a su resistencia a la cortadura, mientras que, por el método de círculo, los sectores que están sometidos a un sobreesfuerzo son considerados como soportados por otros sectores que tienen resistencia de reserva. El primero tiene un factor de seguridad de reserva análogo al que describe Gilboy (Estados Unidos) en su análisis del factor de seguridad en las fundaciones elásticas, descrito más adelante.

Ambas memorias constituyen un progreso en el conocimiento que tenemos del asunto y las comparaciones directas, con el método del círculo más peligroso y con los fracasos reales, despertarán un gran interés entre nosotros. La memoria de May y Brahtz incluye una fórmula empírica de la inclinación del plano del talud que debe emplearse como guía preliminar para el diseño.

Memoria D 40 por Ivanov (U. R. S. S.).

Ivanov ha empleado exclusivamente la superficie cilíndrica de cortadura para determinar la estabilidad de los taludes de las presas. Un medio que generalmente se emplea al tratar el problema por este método es el de dividir la sección de la presa por encima de la superficie de deslizamiento en cierto número de partes, cada una actuando con su propia fuerza externa sobre la superficie de cortadura supuesto. Se calculan los componentes tangenciales y normales de cada una de estas fuerzas externas actuando sobre la superficie de cortadura supuesta y entonces se determina la resistencia a la cortadura que ofrecen el rozamiento y la cohesión. Finalmente, a fin de obtener el factor de seguridad, la suma de todas las fuerzas de rozamiento y cohesión que tienden a evitar un deslizamiento se divide por la suma algebraica de los componentes tangenciales de todas las fuerzas externas que tienden a causar un deslizamiento.

Ivanov ha mostrado que, con un error que ordinariamente no es más que de 2 a 5 por ciento, no es necesario ocuparse de las fuerzas individuales, pero sí del resultante de todas ellas. Por lo tanto, las únicas fuerzas externas consideradas para el factor de estabilidad en su expresión final (ecuación 1 de la Sección 4) son los componentes horizontales y verticales de este resultante de todas las fuerzas. Ha mostrado que este método es adaptable a la consideración no sólo de las fuerzas verticales que actúan sobre la superficie de cortadura, sino también a todas las fuerzas inclinadas, tales como la presión hidrodinámica del agua. Empleando este medio ha desarrollado un método que simplifica grandemente la determinación del factor de seguridad para cualquiera superficie de deslizamiento. Además, ha simplificado la determinación de la presión hidrodinámica del agua de infiltración. Termina con una aplicación de la teoría de la superficie cilíndrica de deslizamiento al estudio de la estabilidad de las fundaciones.

Memoria D 20 por Takata y Kambara (Japón).

En esta memoria se ha hecho un estudio del efecto del agua que se infiltra a través de una presa en la estabilidad de ésta. Se encuentra que el resultante de la presión hidrostática del agua y de la fuerza de infiltración, en cualquier elemento pequeño de la presa, actúa en la dirección perpendicular a las líneas de igual presión de poros. La dirección de las líneas de igual presión puede determinarse fácilmente por medio de estudios de modelos o también construyendo una red de infiltración. Se hace notar el efecto de la capilaridad sobre la disposición de las líneas de igual presión de poros.

Memoria D 39 por Chugaev (U. R. S. S.).

En esta memoria el autor ha analizado la estabilidad de los taludes de las presas por un método diferente del que generalmente se emplea en los Estados Unidos, pero según parece obtiene los mismos resultados. La diferencia consiste en un método único para combinar las

fuerzas ordinarias de la gravitación, de la presión hidrostática y del rozamiento de la infiltración. Con referencia al texto y especialmente a la figura 10, sus líneas de "salto igual" se conocen en los Estados Unidos como "líneas de potencial igual" y sus "líneas equipotenciales existentes en el campo de las fuerzas resultantes" son una categoría especial de líneas, cada una representando unidades de iguales presiones de los resultantes de las fuerzas de gravedad, de la presión hidrostática y del rozamiento de la infiltración. En algunos de los problemas estudiados el autor opina que si no se tienen en cuenta las fuerzas de la infiltración, el factor de seguridad computado será 50 por ciento mayor que si tales fuerzas estuvieran incluidas. Se refiere al hecho de que las presiones capilares, siendo de naturaleza negativa, ayudan a la estabilidad de los taludes de las presas, y ha demostrado el modo de incluir tales presiones. Sin embargo, muestra también que cuando el valor máximo de la capilaridad es suficiente para saturar toda la presa por encima de la línea freática, una fuerte lluvia destruirá los meniscos en la superficie, privará al agua de capilaridad de sus fuerzas capilares y ocasionará la formación de fuerzas activas y positivas de infiltración, que son adicionales a las que generalmente se toman en consideración en los proyectos. En realidad esto produciría una condición idéntica a la de un rápido desagüe consecutivo a la sumersión completa de la presa.

Memoria D 47 por Mayer (Francia).

Como resultado de algunos deslizamientos en presas de tierra ocurridos en Francia y motivados por el rápido desagüe del depósito, se hicieron investigaciones que son el tema de esta memoria. Los estudios consideraron el empleo de la superficie circular de deslizamiento. Se compararon los resultados de los cálculos por este método con las condiciones que presentaban cuatro presas que habían sufrido deterioros por esta causa, y así la teoría avanzada está comprobada de una forma satisfactoria.

Memoria D 48 por Fellenius (Suecia).

Esta memoria presenta varios diagramas y ecuaciones para facilitar la determinación del círculo más peligroso de deslizamiento aplicable a casos especiales. Estos diagramas y ecuaciones no son aplicables a las condiciones que incluyen la fuerza de infiltración del agua. Se han empleado otras formas de superficie de deslizamiento, pero el autor considera que, para las tierras heterogéneas, que se presentan con frecuencia, tales métodos son de una aplicación muy limitada. Sin embargo, aconseja que se empleen para fines comparativos. Recomienda un factor de seguridad, o que la relación de la resistencia total a la cortadura indicada por los ensayos de la fuerza total de cortadura necesaria, comprendido en los límites de 1, 2, a 1, 5, según el grado de precisión supuesta de los ensayos. Incluye dos ejemplos de determinación de taludes de seguridad, uno para una presa sin infiltración de agua, y otro con infiltración. El último necesitó una resistencia a la cortadura cerca de 50 por ciento mayor.

Memoria D 56 por Knappen (Estados Unidos).

Esta memoria contiene una descripción completa de la mayoría de las consideraciones que deben tenerse en cuenta en los proyectos de

las presas de tierra. El texto abarca tal multitud de datos y opiniones sobre los varios aspectos que es imposible hacer un comentario adecuado en este corto informe. Se ha incluido la descripción de un fracaso incipiente, de tipo poco común, de la fundación de una presa, que él atribuye a las fuerzas causadas por el excesivo cilindrado del terraplén. Es posible que se pueda encontrar una explicación de este fracaso en las manifestaciones que hace Gilboy en su memoria al tratar de los cálculos de los proyectos de fundación "las teorías, dice, asumen que la carga será vertical, mientras que en la base de un terraplén los esfuerzos tienen componentes horizontales que producen una distribución menos favorable de la resistencia a la cortadura. Esto se aplica especialmente a las presas de capas de tierra cilindradas — cuando el cilindrado es demasiado fuerte —"

El método empleado por Knappen para diseñar los taludes no incluye el efecto de las fuerzas de infiltración y en este respecto su memoria difiere de las otras.

Memoria D 30 por Frontard (Francia).

Esta memoria discute la estabilidad de los taludes. Primeramente hace un estudio del equilibrio del macizo mismo excluyendo el efecto de las fuerzas del agua embalsada y después estudia la acción de las fuerzas adicionales sobre la estabilidad de la obra. Esta memoria se distingue de las otras porque emplea una curva cicloidal como superficie de deslizamiento más peligroso. Se hace notar la naturaleza progresiva de un fracaso por deslizamiento.

Memoria D 38 por Ehrenberg (Alemania).

En la discusión de la estabilidad de los taludes que contiene esta memoria, se emplean generalmente las superficies circulares para representar las superficies de deslizamiento, aunque se discute el empleo de espirales logarítmicas. La memoria contiene cortos cortes transversales de algunas presas alemanas recientes.

Memoria D 59 por Gilboy (Estados Unidos).

Según sugiere Gilboy, se puede tratar de una manera racional el estudio de la estabilidad de una fundación dada, haciendo un análisis de las fuerzas y las resistencias correspondientes de esta fundación. Sin embargo, tal análisis debe interpretarse con precaución.

En esta memoria se consideran tres clases de materiales: Clase A, arena; clase B, sedimento; clase C, arcilla. Se estudian, además, dos clases de fundaciones homogéneas: Caso I, fundaciones profundas; caso II, fundaciones poco profundas.

Clase A: Las fundaciones de arena no presentarán generalmente ninguna dificultad respecto a su estabilidad inherente, y no se discuten detalladamente. Clase C: El desagüe de las fundaciones de arcilla es muy insignificante durante el período de construcción y por tanto la resistencia de esos materiales debe determinarse por la resistencia a la cortadura sin consolidación. Clase B: Las fundaciones de sedimento, desaguan parcialmente durante el período de construcción y por tanto la resistencia a la cortadura debe corresponder a una consolidación parcial según se determine por la tasa de la construcción.

Con las diferencias mencionadas, los terrenos de sedimento y los terrenos de arcilla se tratan similarmente en la memoria. Las ecuaciones

ciones resultantes de Gilboy que indican la resistencia de las fundaciones de las presas son muy simples. Para un factor de seguridad de 1,00, la carga aproximada permitida, p , de una presa triangular sobre una fundación profunda puede obtenerse con una transposición de la ecuación de Gilboy:

$$S=0,256 p$$

en que S es la unidad máxima de cortadura en la fundación, y p es la unidad máxima de presión. A esta carga aproximativa permitida debe agregarse una cantidad que corresponde al efecto A , es decir el impedimento impuesto al movimiento por los materiales que rodean el punto único de esfuerzo máximo (pero que no están sometidos a este esfuerzo). De esta carga debe restarse una cantidad que corresponda al efecto B , es decir la distribución desfavorable de la cortadura debida a los componentes horizontales eliminados de la carga.

Para las fundaciones poco profundas, su ecuación correspondiente es:

$$S=Rp$$

en que R es la relación de la profundidad de la fundación con el ancho de la base de la presa. R tiene por límite máximo 0,256.

Puesto que la derivación de la ecuación no la tiene en cuenta, debe agregarse a la carga aproximada permitida una cantidad que corresponda al efecto C , es decir el impedimento al movimiento impuesto por los materiales que están más allá de los límites de la base de la presa. Además, debe substraerse una cantidad que corresponda al efecto B , previamente descrito.

Desgraciadamente ninguno de estos efectos A , B o C es determinable. En muchos casos, los efectos positivos A o C serán aproximadamente iguales al efecto negativo B , de modo que se pueden emplear las ecuaciones siempre que se aplique un factor razonable de seguridad. Sin embargo, en las presas de capas de tierra cilindradas y bien consolidadas, el efecto B predominará y será necesario un factor de seguridad más amplio. No se da ninguna recomendación específica para los factores de seguridad, ni es posible hacerlo porque, como dice el autor, "los métodos que ahora hay disponibles solamente son aproximados y deben emplearse con mucho cuidado."

La ecuación elástica propuesta para las fundaciones profundas ha sido comprobada por los métodos fotoelásticos. Sin embargo, no se debe considerar esto como una conclusión final, porque las propiedades del material teórico ideal probablemente son reproducidas más estrechamente en el ensayo que por el terreno. El autor considera que la comprobación será "cuando menos una indicación útil."

Memoria D 22 por Mononobe, Takata y Matumura (Japón).

Esta memoria presenta los resultados de un análisis teórico de la estabilidad sísmica de las presas de tierra y una comparación de este análisis con los resultados de los experimentos hechos en modelos. Estos experimentos confirmaron el análisis, excepto en el caso de modelos pequeños. También presenta los resultados de estudios sísmicos de cuatro presas existentes con el fin de obtener el módulo de rigidez. Estos ensayos indican las propiedades elásticas de la presa por la medida de las velocidades de propagación de las ondas producidas artificialmente.

Memoria D 64 por Pagliaro (Italia).

Esta memoria presenta una discusión muy general de los factores que afectan la estabilidad de las presas de tierra. Antes que nada observa que tratándose de materiales cohesivos la inclinación de la seguridad del talud disminuye con el aumento de la altura de la presa. Recomienda que la inclinación disminuya gradualmente desde la coronación a la base. Da una lista de 92 presas y muestra la altura y la inclinación del talud aguas arriba de cada una de ellas. Suministra datos respecto al ancho de la coronación de presas existentes, el grueso de la sección al nivel del agua ("revanche") y también las relaciones medias observadas de la superficie de la sección al cuadrado de la profundidad del agua, para presas de diversas alturas. Además da una lista de 21 ensayos de laboratorio que pueden hacerse con los materiales para las presas de tierra y de los cuales hay algunos que se consideran solamente como especulativos. Describe brevemente ocho de estos ensayos que considera de gran importancia. La memoria termina con un estudio de la adaptabilidad de los materiales para las presas.

Memoria D 41 por Myslivec (Checoslovaquia).

Esta memoria contiene una lista de siete ensayos hechos en los laboratorios de Praga para determinar las propiedades de los suelos que deben empresarse en las presas.

El autor tiene la costumbre de dar a los materiales de la presa a cualquiera altura una compacidad tal que las adiciones subsecuentes de materiales durante la construcción no causarán asentamiento. Para lograr esto, se hacen ensayos de consolidación de materiales saturados y confinados para determinar el volumen de poros que corresponden a las diferentes presiones. Para evitar el asentamiento, el suelo debe consolidarse en la presa, en todas partes, al "volumen natural de los poros" que corresponde a la presión que existirá en este punto cuando la presa esté terminada, o a un volumen de poros todavía menor.

Con el fin de reducir el costo de construcción, cada capa de la presa es consolidada en toda su extensión hasta obtener un volumen natural de poros que corresponde a la presión máxima que ha de soportar dicha capa, de modo que la compacidad de las extremidades de la capa es mayor que la realmente necesaria. La tierra de la presa no sólo debe ser cilindrada al volumen natural de los poros como ya se ha descrito, sino que debe tenerse cuidado de que la tierra así cilindrada sea de una impermeabilidad suficiente.

Memoria D 16 por Brodowski y Jeuch (Suiza).

Esta memoria describe detalladamente 18 grandes presas de tierra construídas por ingenieros suizos. Estas presas han dado buenos resultados hasta la fecha. Sin embargo, los autores mencionan que en algunos casos debiera haberse prestado mayor atención a la impermeabilización de las fundaciones.

TEMAS DE DISCUSION

1. ¿Cuál es el factor de seguridad que se considera necesario aplicar a la estabilidad de los taludes de las presas,
 - (a) Por el método de la superficie más peligrosa de deslizamiento;
 - (b) Por el análisis matemático;

teniendo en cuenta que el primero se relaciona con el esfuerzo medio y el último con los esfuerzos de los puntos como ya se ha mencionada antes?

2. Gilboy ha declarado que el factor de seguridad que ha de aplicarse a los problemas de fundación es principalmente un asunto que cada uno tiene que decidir. ¿Es posible consolidar los factores que afectan la selección de un factor de seguridad o cuando menos normalizarlos a un mínimo?

3. Se ha prestado especial atención a la determinación de los esfuerzos de cortadura en las fundaciones, tanto en el estado elástico como en el plástico. ¿Deberá el factor de seguridad bajo estas dos condiciones determinarse por la resistencia del material presentada por los ensayos sobre el terreno, o por los ensayos de los materiales trabajados o por alguna otra combinación?

4. En el caso de fundaciones poco profundas, ¿Sería también conveniente computar el factor de seguridad respecto a los esfuerzos en el estado elástico según lo propone Jurgenson?¹

5. ¿Qué causó el fracaso de la fundación descrito por Knappen (D 56)? ¿Fue el fracaso resultado de un cambio en los esfuerzos de la fundación debidos a la aumentada rigidez de la presa, o a la acción directa del empuje horizontal de los cilindros a que él lo atribuye?

6. Chugaev ha mostrado que donde el "valor máximo de capilaridad" es suficiente para saturar toda la presa por encima de la línea freática, una fuerte lluvia destruirá los meniscos en la superficie, hará que el agua de capilaridad pierda sus fuerzas capilares y ocasionará la formación de fuerzas activas de infiltración, las que han de añadirse a las fuerzas que generalmente se tienen en cuenta en los proyectos. Esto tendría el mismo efecto que si la presa estuviera enteramente sumergida y de pronto los planos de agua de arriba a abajo fueran restablecidos. En los casos en que la fuerza capilar produce una saturación completa, ¿tendrá la lluvia un efecto similar hasta el nivel de saturación real?

7. Con referencia al informe del autor sobre la memoria de Myslivec, ¿resultaría práctico que se redujera la medida de compacidad cerca de los bordes de cada capa, en vez de comprimir cada capa uniformemente, a fin de proveer en todos los puntos de la presa una densidad que corresponda más estrechamente a la carga real?

8. Volviendo a hacer referencia a la memoria de Myslivec, ¿bajo que condiciones debe servir la impermeabilidad de criterio para determinar la medida de compacidad necesaria en las presas?

RESUMENES DE LAS MEMORIAS SOBRE LA CUESTION VII

(D 16)

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

BRODOWSKI Y JEUCH, *Suiza*

Esta memoria describe 18 presas de tierra construídas en Suiza y en otros países con la ayuda de ingenieros suizos. Las descripciones—acompañadas de dibujos

¹ *Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Julio, 1934.*

apropiados—se refieren a las dimensiones, los materiales empleados, la ejecución de los trabajos y las experiencias obtenidas desde el comienzo de la explotación. Las presas descritas se dividen en tres categorías principales: presas para la regularización de los ríos, presas para acaparramiento de aguas y para canales de centrales situadas en ríos, y presas para depósitos de aparramiento de centrales de alta presión. Para las dos primeras clases la impermeabilidad no es tan importante como para la tercera, en la cual grandes pérdidas de agua podrían causar considerables daños a las centrales y una posible rotura en la presa causaría grandes pérdidas materiales a los propietarios de la central, además de la posibilidad de un desastre. La experiencia ha demostrado hasta el presente que todas estas presas de tierra han dado muy buenos resultados, que son construcciones seguras, y que no hay motivo para cambiar de métodos en la construcción de nuevas presas de tierra. Sin embargo, se indica que, en algunos casos, debe prestarse algo más de atención en cuanto se refiere a la impermeabilidad del suelo de fundación cuando se trata de terrenos permeables.

(D 20)

PROBLEMAS RELATIVOS A LA ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA, Y AL MOVIMIENTO Y ACCIÓN DE LAS AGUAS DE INFILTRACIÓN

TAKATA Y KAMBARA, *Japón*

Al calcular la estabilidad de una presa de tierra en lo que se refiere a las aguas de infiltración, deben ponerse en claro las características de esta infiltración, es decir, la distribución de la presión de las aguas de infiltración así como las condiciones de su curso, poniendo atención especial a los fenómenos de infiltración cerca de la base de aguas abajo.

1ª Parte. Movimiento de las aguas que se infiltran a través de la presa de tierra y distribución de la presión hidrostática.

Los resultados de los experimentos sobre el movimiento de las aguas en el cuerpo de una presa de tierra, hechos en una presa de tierra modelo de una altura de 0,8 m en la que los paramentos de aguas arriba y aguas abajo tienen pendientes de 1/3, nos indican que las condiciones de curso observadas difieren algo de la idea admitida que basa los cálculos sobre la determinación de la línea de saturación. Según la idea corriente se creía que todo el movimiento de las aguas de infiltración tenía lugar solamente debajo de la línea de saturación, mientras que los resultados del experimento en la presa modelo demuestran que algunas corrientes pasan la línea de saturación, no como un fenómeno local extraordinario, sino como un fenómeno accesorio a todas las líneas del curso debajo de ella.

Esta penetración de agua es causada por la acción de la capilaridad que atrae el agua y la hace correr, y este fenómeno debe tenerse en cuenta al determinar las características de la infiltración.

2ª Parte. Acción de las presiones del agua infiltrada en el cuerpo de una presa.²

En el Primer Congreso el autor discutió brevemente la teoría de la acción de la presión del agua infiltrada en el cuerpo de una presa, como complemento a la cuestión 2b (1). En relación con la cuestión "Cálculo de estabilidad de las presas de tierra" que ha de tratarse en el Segundo Congreso, el autor considera muy adecuada la aplicación de la mencionada teoría, y ha tratado de continuar esta discusión más detalladamente.

El procedimiento consiste en medir primero toda la presión del agua que se infiltra en el cuerpo de la presa de tierra o en el modelo, por medio de tubos piezométricos, y después estudiar la acción de la presión hidrostática en el cuerpo

² 1^{er} Congrès des Grands Barrages, vol. IV, question 2b, p. 361.

de la presa por las superficies de igual presión hidrostática obtenidas por este proceso.

Consideremos en una presa de tierra una masa de tierra en el agua de infiltración. Además de su peso que actúa verticalmente, hay la presión hidrostática que actúa en cierto dirección, así es que su peso efectivo tiene diferentes valores y actúa en diferentes direcciones. ¿Qué sucede con el agua que hay en la masa de tierra? Lo mismo que con la masa de tierra, su peso original actúa verticalmente, mientras que su peso efectivo no es necesariamente cero, sino que tiene diferentes valores y actúa en varias direcciones. Además, el agua de infiltración, como circula lentamente, transmite la presión hidrostática recibida así como su reacción en otra dirección. Esta acción es la misma para la tierra estancada que para el agua de infiltración, y pueden ser consideradas como un cuerpo al tratar los problemas de la presión hidrostática en el cuerpo de una presa de tierra.

Los resultados de este estudio nos demuestran que la acción de la presión de las aguas de infiltración en el cuerpo de una presa está regida por las leyes siguientes:

(1) Ya sean horizontales o inclinadas las superficies de iguales presiones hidrostáticas, ya sean o no paralelas, y cualquiera que sea la clase de superficies curvas que produzcan, la parte del cuerpo de la presa limitada por esas superficies es empujada perpendicularmente a la superficie bisectriz de esas superficies de iguales presiones, y cuya intensidad es la diferencia de sus presiones y cuya dirección va de la parte a alta presión hacia la parte a baja presión. En la memoria se da una definición de la superficie bisectriz aquí mencionada.

(2) Si el espacio de las superficies de iguales presiones hidrostáticas es demasiado pequeño en comparación con sus curvaturas, la presión hidrostática sobre la parte así limitada pueda considerarse que actúa de una parte a alta presión hacia otra parte a baja presión perpendicularmente a las superficies de iguales presiones hidrostáticas.

Las presas de tierra, por regla general, consisten de materiales pulverulentos o sin cohesión, y si una parte llega a ser inestable por cualquier causa, especialmente por la presión del agua, hay peligro de rotura. Por lo tanto, es importante hallar la estabilidad de cada una de las partes del cuerpo de la presa, que son empujadas a causa de la diferencia de presión de las aguas que se infiltran por delante y por detrás. Cuanto mayor es la diferencia de la presión hidrostática, o mayor la aglomeración de superficies de igual presión tanto mayor es la presión hidrostática que recibe. Por lo tanto es muy importante que la presa de tierra se construya de forma que las superficies de iguales presiones hidrostáticas se aglomeren en el lado de aguas arriba o alrededor del núcleo de arcilla, y que no se aglomeren en el lado de aguas abajo, especialmente cerca de la superficie inclinada, o lo que es aún mejor, construir las de forma que no se extiendan hasta el paramento.

(D 22)

ESTABILIDAD SÍSMICA DE LAS PRESAS DE TIERRA

MONONOBE, TAKATA Y MATUMURA, *Japón*

Con el fin de estudiar la estabilidad sísmica de las presas de tierra, se calculó teóricamente el período de vibración libre y la magnitud de la fuerza sísmica ejercida en varios puntos en función de la vibración sísmica, suponiendo que la presa de tierra sea susceptible a las vibraciones que siguen las líneas de cortadura.

La investigación experimental hecha en un modelo de agar-agar ha justificado el resultado del estudio teórico, mientras que los experimentos en un modelo de arcilla arenosa no han dado resultados satisfactorios, porque el modelo era de un tamaño demasiado pequeño.

En vista de que la estabilidad sísmica de las presas de tierra depende en gran parte del módulo de rigidez de los terraplenes, se determinaron los módulos de rigidez por medio de reconocimientos sísmicos en cuatro presas de tierra existentes.

Los resultados pueden resumirse como sigue:

1. La presa de tierra cuyos materiales tienen un módulo de rigidez pequeño, corre el peligro de entrar en resonancia con el movimiento sísmico, en caso de un temblor de tierra. Para asegurar su estabilidad sísmica, por lo tanto, es conveniente aumentar el módulo de rigidez de los materiales. Al hacer el proyecto de una presa de mampostería en el Japón, hasta ahora, se ha asumido que la fuerza sísmica afecta en el mismo grado la coronación y la base; y por medio de los cálculos teóricos se ha demostrado que esta suposición es exacta.

2. Los resultados del reconocimiento sísmico muestran que el módulo de rigidez de los terraplenes de cuatro presas es un poco inferior a 300 kg/cm². Por lo tanto, resulta que las presas cuya altura es de unos 30 m corren el peligro de resonar con el movimiento sísmico, cuando éste tiene un período de unos 0,6 segundos.

3. Cuando la presa de tierra se construye con materiales que tienen un módulo de rigidez bajo, su coronación siente la fuerza sísmica dos o tres veces más fuertemente que su base.

4. Cuando el núcleo tiene un módulo de rigidez considerablemente más elevado que el terreno circundante, como sucede cuando se construye de hormigón armado, hay el peligro de que sea más fuertemente afectado por la fuerza sísmica que los terraplenes.

(D 30)

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

FRONTARD, *Francia*

En esta memoria el estudio de la estabilidad de las presas de tierra está dividido en dos capítulos:

(1) estudio de la estabilidad del macizo mismo, considerado independientemente del embalse de agua, como si se tratara de un terraplén cualquiera.

(2) estudio de las modificaciones traídas a este equilibrio por las acciones especiales provenientes de las aguas embalsadas.

En el primer capítulo se demuestra que la ruptura de un macizo, en casos generales, no puede ocurrir simultáneamente en todos los puntos de una superficie determinada; en realidad la ruptura comienza primeramente a lo largo del elemento de un plano infinitamente pequeño y solamente más luego es que la misma se desarrolla, aumentando progresivamente a lo largo de la superficie de deslizamiento finalmente observada.

Se han establecido fórmulas muy generales dando para los taludes llanos las ecuaciones diferenciales de las líneas de deslizamiento así definidas, en función de dos parámetros variables (α) y (j) representando el primero el ángulo formado por la tangente a la línea de deslizamiento con la línea de la pendiente mayor del talud, y el segundo, el ángulo formado por el resultante de los esfuerzos relativos a un elemento plano paralelo al talud con la normal del mismo.

Por lo tanto, se deduce que los deslizamientos de los taludes llanos, presentando una inclinación (i) superior a la del ángulo de rozamiento interro (φ) del material cohesivo del cual están constituidos, se operan siguiendo las curvas cicloidales, no sólo en el caso particular donde el estado de equilibrio de Rankine existirá en la inmediación de cada elemento de la curva de deslizamiento al acercarse el momento de ruptura, sino también en el caso, mucho más generalizado, en que el resultante del esfuerzo relativo a los elementos planos paralelos a la superficie libre simplemente se supondrá ofrecer, en la misma región, una dirección constante, representada, por lo tanto, por un valor constante del ángulo (j).

Se demostró que los taludes sobrepasando una altura determinada computada por la fórmula 20 de la memoria para el régimen de equilibrio de Rankine (es decir para el valor particular $i=j$ de los deslizamientos cicloidales) presentan un grave peligro de desplomes y que tal peligro se convierte en realidad en los dos casos particulares extremos, cuando $i=\frac{\pi}{2}$ y cuando $i=\varphi+\epsilon$ (ϵ infinitamente pequeña, $\varphi \neq 0$).

Entonces quedan establecidas dos fórmulas las cuales definen otra ley de alturas peligrosas, dando cifras más elevadas con excepción de los dos casos extremos arriba mencionados, y prácticamente correspondiendo a una certeza de desplomes, aun en el caso de un régimen de equilibrio diferente al de Rankine.

En el segundo capítulo se indica que los taludes de aguas abajo de las presas de tierra pueden, por medio de un drenaje poco costoso preconizado con razón por el Sr. de Vos, calcularse independientemente de la acción de las aguas retenidas.

Estos últimos se encuentran en efecto sometidos a una prueba especialmente severa aunque difícil de revelar por los procedimientos de medidas usuales: Aquellas de presiones hidrostáticas remanentes del agua incluso en los intersticios capilares de la tierra, las cuales modifican temporalmente en un sentido desfavorable, durante el período de desagüe del depósito y posteriormente al mismo, la intensidad y la dirección de los esfuerzos sufridos por la materia sólida en todos los puntos del talud.

El resultado es que la altura peligrosa susceptible de ser atribuída a los taludes de aguas arriba de una presa es netamente inferior a la aplicable a un talud ordinario constituido por medio de la misma tierra supuesta a ser empleada en la obra por procedimientos idénticos.

La reducción de altura deberá ser por lo tanto más grande que cuando se trata de un talud de mayor inclinación, constituido por medio de centros menos permeables, y que se habrá previsto una explotación del depósito comprendiendo desagües más rápidos sucediendo a largos períodos de retención del plano de aguas arriba a su nivel máximo.

En la peor de estas hipótesis, la altura peligrosa reducida parece susceptible de calcularse, con un coeficiente de seguridad satisfactorio, por medio de dos fórmulas en las cuales se habrán sustituido los valores (C) y (φ) dados por los experimentos de laboratorio para la cohesión y el ángulo de rozamiento de la tierra usada, los valores ficticios $C' = C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ y $\varphi' = 0$.

Estas fórmulas dan en particular resultados concordando satisfactoriamente con la realidad, en su aplicación a las presas francesas que hasta ahora han sufrido deslizamientos en sus taludes de aguas arriba. Las mismas podrán ser aducidas sin inconveniente para obras ejecutadas por medio de tierras menos arcillosas y con taludes menos inclinados. Una determinación experimental de los coeficientes de resistencia llamados a ser sustituidos, en igualdad de casos, a los valores ficticios C' y φ' ya mencionados debe ser efectuada en muestras que se someterán a los ensayos usuales de resistencia inmediatamente después de la aplicación de los esfuerzos de compresión, sin esperar, como generalmente se hace, la expulsión del exceso de agua.

(D 38)

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

EHRENBERG, Alemania

El peso por volumen y el coeficiente de resistencia a la presión son importantes para el cálculo de taludes y de diques. Por esta razón, la memoria los trata en primer término. El peso por volumen depende principalmente de la porosidad,

así como del contenido de agua y eventualmente del contenido de humus. El coeficiente de resistencia a la presión del terreno, determinado por ensayos, depende principalmente del método empleado al hacer esos ensayos. Especialmente, si se trata de terrenos coherentes, se debe dejar obrar las cargas durante un tiempo suficiente para que el contenido de agua de la muestra se pueda adaptar a las tensiones existentes. Este método es el único que permite evitar en los ensayos la influencia del agua de los poros bajo tensión.

En otras subdivisiones de la memoria la distribución de la tensión se trata sucintamente tanto en diversos puntos de una masa de tierra como en cortes horizontales y verticales de una masa de tierra homogénea y simétrica de forma triangular.

Se explica la posición de las superficies de deslizamiento de los terrenos coherentes y sin cohesión. Las superficies circulares, en las cuales se ha variado la posición y la forma para encontrar la superficie de deslizamiento más favorable se utilizan por lo general como superficies de deslizamiento.

La memoria da detalles respecto de la determinación de los valores $\mu = \text{tg} \rho$ (coeficiente de rozamiento) y k_s (cohesión), que son necesarios para mantener el equilibrio. Las curvas de Fellenius concernientes a la cohesión simple, y así como a la cohesión y al rozamiento se reúnen en un sistema de curvas que facilitan su uso.

La memoria trata del empleo de espirales logarítmicas como superficies de deslizamiento y da una fórmula que permite determinar, para una superficie de deslizamiento determinado y un ángulo de rozamiento dado, la cohesión necesaria para el equilibrio. El efecto del agua obrando como fuerza normal sobre la superficie de deslizamiento no es tan fácil de calcular para estas superficies logarítmicas como lo es para las superficies circulares.

Sigue una corta discusión del grado de seguridad. Se da la preferencia al grado de seguridad propuesto por Fellenius, a saber:

$$\eta = \frac{\mu \text{ existente}}{\mu \text{ necesario}}$$

Para el cálculo de presas, la memoria trata sucintamente del efecto estático del agua en las presas. Trata las cuestiones de la determinación de la estabilidad de la capa de protección, de la capa impermeable y del cuerpo del talud del lado de aguas arriba.

Las presas con capa impermeable, colocada en el interior, sólo tienen un centro de arcilla o detrás de la capa de arcilla puede encontrarse una pantalla de hormigón o una pared hecha de planchas de hierro cuyo objeto es evitar que las partículas de arcilla sean derrubidas por el agua. La memoria trata de la determinación de la estabilidad de las pendientes del lado de aguas abajo y del lado de aguas arriba en esta clase de presas. En esta memoria se intenta también determinar aproximadamente, usando los resultados de exámenes de la tensión de que trata la primera parte, los esfuerzos a los cuales está sometido el centro impermeable en las presas homogéneas simétricas. Las presiones de la tierra en el interior de la presa sienten indeterminadas, mientras no se presente deslizamiento, obligan a hacer suposiciones que sólo reproducen aproximadamente el estado real.

En un anexo se dan cortes de presas importantes ejecutadas en Alemania últimamente.

(D 39)

CÁLCULOS APROXIMATIVOS DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

CHUGAEV, U. R. S. S.

Después de indicar que las presas de tierra difieren de las otras construcciones de tierra por el hecho que su suelo está sometido no solamente a las fuerzas de

gravedad sino también a las fuerzas del agua de infiltración, el autor trata los puntos siguientes:

El párrafo 1 contiene una descripción general de la naturaleza y del origen de lo que se llama las "fuerzas de infiltración."

El párrafo 2 señala que las fuerzas de infiltración pueden provocar dos tipos de destrucción en la masa de tierra: (a) El levantamiento de masas de tierra, (b) el derrubio. La presa puede ser destruída de tres maneras: (1) destrucción general de los taludes; (2) destrucción parcial de los taludes; (3) derrubio de la masa.

El párrafo 3 describe los tipos de infiltración posibles, a saber: (1) Infiltración permanente; (2) no permanente cuando el suelo es incompresible, lo cual ocurre, por ejemplo, cuando el nivel del agua desciende rápidamente en el depósito; (3) no permanente, cuando el suelo es compresible, debido a la compresión de los poros de la tierra.

El párrafo 4 explica que los métodos de cálculos arriba descritos se aplican a los casos de destrucción de los taludes solamente para los dos primeros tipos de infiltración. Estos métodos se basan en la bien conocida proposición de Petersen (superficies cilíndricas circulares de deslizamiento).

Los párrafos 5, 6, 7, 8, 9, describen los métodos de cálculos propuestos por el autor para determinar la estabilidad de los taludes en diferentes casos, cuando las tierras son sometidas a la acción de la gravedad al mismo tiempo que a la acción de las fuerzas de infiltración y de las fuerzas capilares. Las curvas del mismo nivel " h " son registradas por puntos de una manera especial, por el método de la similitud eléctrica propuesto por el Prof. N. N. Pavlovsky. Para determinar el campo de las fuerzas que obran sobre la tierra saturada de agua, aplícase la proposición de este autor sobre el asunto de líneas equipotenciales ϕ del campo de las fuerzas resultantes, en la cual la fuerza "resultante" representa la resultante de la gravedad, de la subpresión y de la infiltración F . Para simplificar, las curvas reales de ϕ son reemplazadas por líneas rectas; como corolario, el campo de fuerzas considerado puede ser caracterizado por los parámetros γ_0 y θ , γ_0 siendo el valor específico medio de las fuerzas "resultantes", y θ el ángulo que define la dirección media de las fuerzas resultantes. Conociendo los valores de γ_0 y de θ y utilizando las hipótesis generalmente admitidas para los proyectos de taludes secos, podría escribirse, para una pendiente dada, una fórmula que expresa el coeficiente de seguridad β en función del deslizamiento (en relación con un cierto círculo de ruptura arbitrariamente escogido).

(D 40)

ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE LOS MATERIALES EN LOS TALUDES Y LAS FUNDACIONES DE LAS PRESAS DE TIERRA

IVANOV, U. R. S. S.

En esta memoria se presentan los principios del estudio de la estabilidad de las presas de tierra, admitiendo que el deslizamiento se produce siguiendo las superficies de forma cilíndrica con secciones circulares.

Se dan los valores generales del coeficiente de estabilidad de las tierras en función de los componentes de las fuerzas que actúan sobre la sección de deslizamiento.

Sin embargo, en contraste con los métodos propuestos por Hultin, Krey, Fellenius y Terzaghi, que solucionan el problema por la integración grafo-analítica, y que por lo tanto, obtienen la fuerza normal total actuando en la superficie de deslizamiento bajo la forma de una "escalera," el autor sugiere la idea de expresar esta fuerza en la forma de vector.

Habrá que determinar por medio de la investigación experimental cual de estas dos interpretaciones es la mejor.

Sin embargo, en los casos prácticos corrientes la diferencia entre las fuerzas de frotamiento obtenidas por los dos métodos es tan pequeña que, aun si la experiencia prueba que el autor, está equivocado, la extrema sencillez de su método y la posibilidad que ofrece para una solución general hacen que existan ventajas en emplearlo.

Se da una fórmula para establecer un coeficiente mínimo de estabilidad en todos los casos en que esta determinación es necesaria.

Sin embargo como las cuestiones especiales han de discutirse en el Congreso, el autor se limita a presentar los procesos de análisis en los casos siguientes:

(1) Taludes secos de forma arbitraria, sometidos a la acción de un sistema arbitrario de fuerzas.

(2) Taludes aguas abajo y aguas arriba de las presas de tierra sometidos a la acción de un sistema arbitrario de fuerzas, incluyendo la presión hidrostática del agua.

(3) Fundaciones de las presas de tierra sometidas a las mismas condiciones que en (2).

La memoria contiene también una descripción del proceso que ha de emplearse para resolver todo caso que se presente en la práctica.

(D 41)

COMPRESIÓN POR APISONAMIENTO DE LOS MATERIALES DE LAS PRESAS DE TIERRA

MYSLIVEC, *Checoslovaquia*

La estabilidad de las presas de tierra depende tanto del asentamiento de los suelos de que se construyen las presas como del asentamiento de las fundaciones. Para evitar el asentamiento del suelo en la presa, se le debe comprimir al volumen natural de los poros correspondiendo a la presión máxima que se prevea en cada punto de la presa. Esta es la razón por la cual se debe calcular la presión máxima para cada punto de la presa y determinar por esta presión el volumen natural de los poros. Este volumen natural de los poros se obtiene por medio de ensayos, en los cuales se comprime el suelo saturado de agua y se determina, para cada presión, el volumen de sus poros.

Entonces se comprime el suelo en la presa por apisonamiento de manera que se alcance el volumen de poros así determinado para cada punto de la presa. La apisonadora debe dar, por varias razones, una presión superior a la presión máxima prevista para la presa, de 1 a 2 kg/cm² por lo menos. Comprimiendo el suelo al volumen natural de los poros o a un volumen menor, no se asienta más, siendo suficiente coeficiente de estabilidad $\alpha = 1,2$.

Este coeficiente de estabilidad debe aumentarse en proporción conveniente de acuerdo con el asentamiento de las fundaciones de la presa.

(D 47)

DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS DE TIERRA. APLICACIÓN AL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE LAS PRESAS

MAYER, *Francia*

El objeto de la presente memoria es dar cuenta de los ensayos efectuados en el laboratorio con muestras obtenidas en un cierto número de presas de tierra francesas escogidas entre las que han sufrido accidentes durante los últimos 50 años. Se ha comprobado que los materiales constitutivos de esas presas eran

tales que si las fórmulas que permiten calcular las presas de tierra fueran generales, la estabilidad de estas obras no se hubiera puesto jamás en duda. Se ha visto que los accidentes estudiados fueron causados después de desagües rápidos aunque se habrá llegado a atribuirlos a los efectos de la succión causada por el agua que se infiltraba en la presa. Partiendo de esta hipótesis se pudo calcular el nivel a partir del cual un desagüe rápido del depósito ponía en riesgo la seguridad de la presa y se vió que las cifras a que se llegaba estaban verificadas en los casos de desagüe rápido hasta entonces estudiados. En un caso particular en que se hizo el desagüe lentamente, el accidente se produjo más tarde de lo que se había previsto, pero el accidente se habría producido mucho antes si el desagüe hubiera sido rápido.

Parece que un estudio de las condiciones de estabilidad de un cierto número de presas de tierra francesas probaría que tampoco resistirían un desagüe completo y rápido. En el estudio sistemático que se ha emprendido a petición del Comité Francés de Grandes Presas, no se dejará de calcular en cada caso el nivel crítico ni de indicar al servicio correspondiente la conveniencia de que los desagües más bajos de ese nivel deben efectuarse con mucho cuidado.

Finalmente, se ha demostrado que el ensayo de explicación de la inestabilidad de ciertas obras tiene en sí su remedio y que es suficiente cargar el pie de la presa por medio de un macizo permeable para evitar los accidentes debidos a una bajada muy rápida del nivel de agua del depósito.

Todas estas explicaciones no representan más que un esquema de una teoría general, y se ha indicado en cada caso las hipótesis en que basamos nuestros cálculos. Se ha admitido constantemente que el desagüe era instantáneo y que el fenómeno se observaba en seguida que bajaba el nivel de agua del depósito. ¿Qué sucede cuando el desagüe en vez de rápido es progresivo? ¿Qué relación hay entre la variación de la succión y el tiempo y la rapidez del desagüe? ¿Cuál es la influencia en este caso de las tensiones capilares que se producen en el interior del macizo? Estas preguntas no pueden contestarse actualmente, pero se espera, sin embargo, que serán resueltas progresivamente en el curso de futuras investigaciones.

(D 48)

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

FELLENUS, *Suecia*

El autor expone los métodos de cálculo asumiendo superficies cilíndricas y circulares de deslizamiento para los dos casos: I. Cohesión simple y, II. cohesión y rozamiento combinados.

Para el caso I se presenta el cálculo hecho usando la ecuación de equilibrio (2) para el movimiento de oscilación. Por otro lado el cálculo de la cohesión necesaria queda esclarecido usando un factor de cohesión. Algunas superficies típicas de deslizamiento se muestran. Por una ecuación se llega al límite de altura permitido para una pendiente dada. Para el caso II se da una fórmula aproximativa, seguida de un cálculo más exacto en forma gráfica. Seguidamente se presenta un estudio sistemático del problema hecho con el objeto de llegar a un resultado general. Este estudio se basa en el hecho de que las construcciones gráficas para los ángulos de inclinación dados y las diferentes alturas de pendiente son uniformes, si uno se basa en los valores de cohesión que son proporcionales a las alturas de las pendientes respectivas. En todos los casos previstos se supone que el talud llega al equilibrio.

A continuación se dan dos cálculos gráficos de una presa, cuyos materiales de tierra de diversas clases se encuentran no sólo en el cuerpo de la presa sino tam-

bién en el subsuelo. Se demuestra que en este caso la cohesión y la fricción deben tener un valor por lo menos 50% mayor cuando la presa está saturada de agua que cuando el paramento aguas arriba es impermeable.

En fin se exponen los métodos de cálculo del *factor de seguridad*. Sobre este sujeto se presentan algunas consideraciones respecto del "factor de inestabilidad." Se cree que un factor especial de inestabilidad cada vez será menos necesario como corolario de los adelantos en los métodos de investigar las muestras de tierra. Se debe dar una consideración muy especial a la diferencia entre la tierra *sin deterioro de la materia* (en su estado natural) y *con deterioro* (trabajada), así como también a las diferencias entre los resultados dados por los ensayos de determinación de la resistencia a la cortadura bajo diversas presiones normales, según sean hechos los ensayos *rápidamente* o *lentamente*.

(D 50)

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

JONSON, *Suecia*

Los esfuerzos por unidad de superficie se calculan en las presas arcillo-arenosas, homogéneas y triangulares, sometidas a la gravedad del dique y a la presión del agua, cuando el depósito está lleno. Se supone que la ruptura, según la teoría de Mohr, se produce cuando $\tau_{nr} \leq \alpha + \beta \sigma_n$ (donde σ_n significa la presión y τ el esfuerzo de cortadura). Se consideran tres tipos de tierras: Tipo A, en que $\alpha=0$ y $\beta=$ constante; Tipo B, en que $\alpha=$ constante y $\beta=0$; y Tipo C, en que α y β son constantes o variables. Todas las tierras en realidad pertenecen al tipo C según los ensayos, pero las investigaciones se facilitan si desde un principio se trata el tipo ideal A.

Al introducir una "función de esfuerzo" teniendo la forma $F=r^{m+\epsilon} [A_n \cos n\varphi + B_n \sin n\varphi]$ se obtiene un método para calcular los esfuerzos de una materia arenosa del tipo A. Como no se consideran las deformaciones la solución encontrada no es única pero da un máximo y un mínimo entre los cuales se encuentra el verdadero esfuerzo. El método se aplica a las masas limitadas por dos superficies planas. En el caso especial donde el ángulo entre los planos es π , la citada teoría da las fórmulas de Rankine. Se dan algunos ejemplos aritméticos de los esfuerzos así calculados. Algunos de los valores calculados se han comparado a los valores obtenidos por los ensayos.

Es posible calcular los esfuerzos análogos de las tierras tipos B y C, pero para los diques se discute un método aproximativo más fácil.

Los ejemplos dados demuestran que la estabilidad de un dique no se pone en peligro por la influencia de la presión del agua, siempre que la inclinación del talud no sea mayor que la que indica el ángulo ρ de la tierra mojada o húmeda.

En el caso del tipo ideal A, el ángulo es idéntico al ángulo natural del talud, pero para el tipo C, es decir, para casi todas las clases de tierra, el ángulo ρ se determina por la curva de Mohr. Teniendo en cuenta el margen de seguridad necesario, el ángulo ρ debe elegirse más pequeño que el valor teórico precitado, y además deben observarse en la práctica las reglas ordinarias: por ejemplo, el perfil no debe ser triangular sino trapezoidal, la defensa del dique debe ser de una altura tal que la coronación jamás sea sumergida y la resistencia a la erosión subterránea debe tomarse en cuenta.

En la memoria se trata de la estabilidad de la presa misma. Pero es necesario que el subsuelo también sea estable bajo las presiones ejercidas por el dique y por el agua.

El cálculo de los esfuerzos sufridos por el subsuelo es más complicado y no está tratado en la memoria con excepción de algunos comentarios relacionados con el término "factor de seguridad". Estos comentarios conciernen especialmente a la estabilidad del subsuelo.

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

KNAPPEN, *Estados Unidos*

El problema exige conocimientos sobre la geología del lugar y de los materiales obtenibles. El análisis muestra las fuerzas que actúan en el terraplén, así como los esfuerzos que producen y la resistencia de los materiales de construcción.

Primeramente se discute la clasificación general de los terrenos y se indican los ensayos que deben hacerse. Seguido se clasifican las tierras en materiales de construcción y se indican los ensayos necesarios. Más tarde se sugieren métodos para prever el estado de los materiales en el terraplén proyectado y para preparar las muestras para los ensayos.

Se estudia la acción de las ondas y se dan fórmulas para la altura y la velocidad de propagación. Se indica un método para calcular la obra muerta y otro para asegurar la protección de los taludes. También se expone el método para determinar las líneas de igual corriente y de igual nivel piezométrico y el cálculo de estabilidad para evitar la formación de "renards." Se presentan fórmulas para los revestimientos y para el cálculo de las infiltraciones a través de los terraplenes emplazados sobre fundaciones permeables.

Se desarrolla una solución general para la determinación de la estabilidad de los taludes según el método geotécnico sueco y un método fotoelástico de los esfuerzos en los terraplenes, así como para el análisis de su estabilidad. Este último método se compara con el método geotécnico sueco. Se señala una fórmula para calcular la estabilidad de diques construidos por medio de depósitos hidráulicos y se desarrolla la aplicación de esta fórmula a los núcleos colocados en seco según el método geotécnico sueco.

Se citan ejemplos del movimiento de los terraplenes causado por los esfuerzos internos durante la construcción y se presentan métodos de proyectos que evitan esta condición.

Se discute la función de los dispositivos especiales tales como los muros para proteger la base, los muros impermeables, los revestimientos impermeables, los filtros y los desagües. Se proponen métodos para el cálculo de la estabilidad y de la eficacia de los mismos.

Finalmente se discute la relación entre el proyecto del terraplén y el análisis de la fundación de la estructura.

MÉTODOS PROPUESTOS PARA CALCULAR LA ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

MAY Y BRAHTZ, *Estados Unidos*

En lugar de segmentos de anchura determinada empleados en el método sueco del análisis de la estabilidad de los taludes de tierra, el Sr. May presenta en la primera parte el concepto de segmentos de anchura infinitesimal. La integración de las fuerzas aplicadas sobre estos segmentos se hace gráficamente por medio del planímetro, obteniendo las áreas debajo de las curvas que representan las fuerzas. Las curvas de las fuerzas se construyen fácilmente de los valores obtenidos en algunos puntos de la sección.

Se evalúan los efectos de la presión hidrostática sobre las fuerzas ejercidas en el arco circular en consideración. Estas fuerzas también se integran por medio del planímetro. Antes de obtener el esfuerzo total de cortadura a lo largo del arco, este esfuerzo de elevadura se deduce de la presión normal total de los pesos saturados de los materiales.

En la segunda parte el Dr. Brahtz discute primeramente de un modo general los conceptos del análisis del esfuerzo en diferentes puntos, incluyendo el efecto de la presión interna del líquido. Discute la solución especial del problema y presenta solamente una solución práctica siguiendo hipótesis razonables. Las extremidades se consideran libres de esfuerzo y la acción lateral (acción del arco) se introduce en la fórmula por medio de un "factor de compacidad". Las funciones del esfuerzo se emplean en el análisis que comprende dos casos críticos: (1) la presa y la fundación con el depósito vacío después de vaciarlo rápidamente y (2) el depósito lleno con saturación final. Un factor de seguridad se determina basándose en el criterio usual de la ruptura por la cortadura. Presenta fórmulas empíricas para los taludes y, con bastantes detalles, propone un método para hacer los proyectos y los análisis. Se incluyen algunos ejemplos de la aplicación.

(D 59)

ESTABILIDAD DE LAS FUNDACIONES DE LOS TERRAPLENES

GILBOY, *Estados Unidos*

Los terraplenes construidos sobre fundaciones inestables a menudo se asientan considerablemente debido al desplazamiento lateral del terreno de fundación. Este fenómeno es esencialmente una ruptura por cortadura en el suelo y debe anticiparse siempre que la resistencia a la cortadura de los terrenos de fundación no compare favorablemente con los esfuerzos de cortadura engendrados por la carga sobrepuesta. Por lo tanto, el análisis de los esfuerzos engendrados y los ensayos para determinar las características físicas del terreno de fundación son necesarios para todo proyecto racional.

Los valores aproximados de los esfuerzos citados pueden ser obtenidos por computación matemática o por el estudio fotoelástico de modelos. Estos dos métodos dan resultados concordantes bajo condiciones similares. El método fotoelástico es especialmente útil en el estudio de secciones irregulares, las cuales son difíciles de calcular.

En el caso de un terraplén simétrico triangular sobre una capa de suelo de tierra inestable, el análisis matemático nos conduce a la siguiente regla aproximada: La resistencia a la cortadura de dicha capa debe exceder el menor de estos dos valores; (a) un cuarto de la presión máxima, (b) la presión máxima multiplicada por la proporción del grueso de la capa con la anchura de la base del terraplén. Esta regla sólo se aplica a las cargas verticales. Si existen componentes horizontales importantes, como en una presa bien apisonada, deben tenerse en cuenta.

La determinación de la resistencia a la cortadura debe incluir no sólo la medida de la resistencia inicial de la fundación sino también estudios de la medida del aumento de la resistencia bajo la carga. En muchos casos, una fundación que al principio es incapaz de soportar la carga adquiere una resistencia adecuada si la construcción se hace suficientemente despacio. El autor aplicó estos principios por primera vez en un terraplén de carretera que cedió debido a la rápida construcción, pero después de algún tiempo de reposo el trabajo fué terminado sin dificultad.

Los ensayos de consolidación suministran medios para estimar la medida en que la resistencia aumenta y también para predecir la probable medida del asentamiento debido a la compresión directa. Las medidas tomadas en presas de tierra actualmente en construcción demuestran notable acuerdo con los asentamientos predichos.

El estudio de tres diques, los cuales, después de un asentamiento inicial, se hicieron estables ensanchando las bases, demuestra que si el análisis de la cortadura hubiese sido aplicado a los proyectos originales sus deficiencias se habrían puesto en evidencia.

LA ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA

PAGLIARO, *Italia*

La estabilidad de las presas de tierra depende de todas sus dimensiones y del conjunto de la estructura.

Desgraciadamente nos faltan bastantes datos para determinar el perfil de las presas y, por lo tanto, hay que atenerse a las obras ya construídas y que han resultado satisfactorias.

La estabilidad del talud aguas abajo.—Se analizan brevemente las diversas teorías y se pone en evidencia su disparidad con la realidad.

Teniendo como primera hipótesis la de no confiar en la cohesión, los taludes de una masa de tierra deben disponerse de acuerdo con los ángulos de reposo natural del terreno, los cuales son bien conocidos.

Pero también hay que tener en cuenta los dos factores siguientes: La acción deletérea de las lluvias, del hielo y del sol, así como la altura del talud. De hecho, la inclinación del talud depende de su altura en cuanto entra en juego la cohesión. Por lo tanto, mientras más alto el talud, mayor es su inclinación.

Los diques existentes, de 25 a 50 metros de altura, tienen el talud aguas abajo inclinados de 2 a 2,5 : 1.

La estabilidad del talud aguas arriba.—Además de los elementos que entran en juego en los taludes aguas abajo hay que tener en cuenta la acción del agua del depósito en el talud de aguas arriba. Si no se toma en consideración la cohesión, se tendrán inclinaciones excesivamente pequeñas y, por lo tanto, hay que considerarla. En el caso en que la masa que tiende a destacarse pueda asimilarse a un prisma, se podrán obtener expresiones analíticas muy simples entre la altura genérica del talud, la altura crítica, el coeficiente de cohesión, el ángulo natural de la tierra y la inclinación del talud de la presa. De esta manera se puede establecer el “perfil del talud con estabilidad uniforme.”

Pero este cálculo es simplemente indicativo y su aplicación para determinar la inclinación no sería correcta.

Las investigaciones hechas en muchas presas ya construídas revelan que para las presas de 25 a 60 metros de altura el talud aguas arriba tiene una inclinación media de 3 : 1 y para las alturas menores de 2,5 a 2 : 1.

Para fijar el espesor en la coronación no hay ninguna regla. Para las presas de más de 20 metros de altura hasta ahora se ha fijado un espesor de 6 metros; para presas menos altas el mínimo es de 3 metros.

En lo que concierne al espacio libre sobre el nivel del agua, se dice que para las presas de más de 30 metros de altura dicho espacio es de 4 a 5 metros, mientras que para las de 20 a 30 metros de altura ese espacio es de 2,50 a 3 metros.

Se describe finalmente el método racional para determinar el perfil, teniendo en cuenta las líneas de saturación.

Se enumeran 21 investigaciones sobre la cualidad de las tierras. Se considera oportuno asignar a tales investigaciones el orden fijado por el Congreso de Grandes Presas que tuvo lugar en Estocolmo en 1933.

Coefficiente de fricción y de cohesión.—En Italia se usan aparatos para determinar estos coeficientes.

Coefficiente de permeabilidad.—En Italia también se fabrican aparatos suficientemente exactos para determinar este coeficiente; éstos se colocan cerca de las presas de tierra en construcción.

Grado de compresibilidad.—Se pone de relieve que tal grado asume valores diversos según que la muestra pueda o no dilatarse lateralmente. Se mencionan

los diagramas eudiométricos y el fenómeno de la compresión. Se hace mención breve del peso específico de la materia seca.

Contenido de agua.—Contrario a lo que generalmente se hace, este factor merece una atención especial. El hundimiento de una grande presa norteamericana, construída por el sistema hidráulico, hay que atribuirlo a la gran cantidad de agua que permaneció en la masa de la presa.

Análisis mecánico.—Este análisis en lo que se refiere a los elementos gruesos de la tierra ya ha perdido mucha de su importancia, pero en cuanto se refiere a los materiales finos, o sea arena y arcilla, tiene una gran importancia.

En Italia se da una importancia capital al porcentaje de la arcilla y de la arena porque se sabe que existe un ajuste entre la arcilla y la arena debido a que los granos de la última penetran en la primera e impiden los fenómenos de hinchazón y de contracción que caracterizan a la arcilla. Este principio es muy antiguo en Italia y siempre se ha aplicado con éxito.

Consistencia normal.—Esta carece de importancia especial aún cuando existe una relación entre ella y la resistencia de la tierra al deslizamiento.

Los límites de Atterberg.—Las investigaciones son de cierta utilidad pero es necesario que sean aun más completas.

Desde un principio hay que conceder que es necesario hacer investigaciones más decisivas.

Antes que nada se debe hacer un examen orgánico de la tierra que se va a emplear. Después hay que averiguar el contenido de arcilla y la proporción de arena. Al mismo tiempo se determinan los coeficientes de fricción, cohesión y permeabilidad.

Si este primer grupo de investigaciones tiene suficiente éxito, se puede pasar a las demás investigaciones que más arriba se mencionan.

Desde 1930 el primer grupo de investigaciones se lleva a cabo en los laboratorios que se establecieron cerca de las presas italianas en construcción.

Para todas la investigaciones es necesario tener un laboratorio central bien instalado a fin de obtener los datos decisivos para adaptar la composición de la tierra a las diversas partes de la presa.

Indexes

GENERAL DIRECTIONS

Avis Général—Allgemeine Anweisungen—Noticia General

To find a *Report* or *Communication* by its

Number, see Index of Code Numbers, page 551.

Author, see Index of Authors and Speakers, page 555.

Subject, see Subject Index, page 563.

Pour trouver un *Rapport* ou *Communication* par son

Numéro, consultez la Liste des Numéros, page 551.

Auteur, consultez la Liste des Noms d'Auteurs et d'Orateurs, page 555.

Sujet, consultez la Table Analytique des Matières,¹ page 563.

Um einen *Bericht* oder *Mitteilung* zu finden nach dessen

Nummer, siehe Nummernverzeichnis, Seite 551.

Verfasser, siehe Namenverzeichnis, Seite 555.

Gegenstand, siehe Sachwortverzeichnis,² Seite 563.

Para hallar una *Memoria* o *Comunicación* por su

Número, véase la Lista de los Números, página 551.

Autor, véase el Índice de Autores y Oradores, página 555.

Materia, véase el Índice de Materias,³ página 563.

¹ Voir d'abord *clef française*, page 577.

² Siehe erst *deutscher Schlüssel*, Seite 581.

³ Véase primero la *clave española*, página 585.

Contents of the Transactions

Table des Matières du Compte-Rendu—Inhaltsverzeichnis der Gesamtberichte
Tabla de Materias de las Actas y Memorias

VOLUME I

Volume I—Band I—Volumen I

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS—Commission Internationale des Grands Barrages—Internationale Talsperrenkommission—Comisión Internacional de Grandes Presas

SECOND CONGRESS ON LARGE DAMS—Deuxième Congrès des Grands Barrages—Zweiter Talsperren-Kongress—Segundo Congreso de Grandes Presas

Introduction—*Introduction—Einleitung—Introducción*

Organization—*Organisation—Organisation—Organización*

Meetings and Functions—*Réunions et Fêtes—Versammlungen und Veranstaltungen—Sesiones y Funciones*

Program—*Programme—Programm—Programa*

Publications—*Publications—Veröffentlichungen—Publicaciones*

Sessions—*Séances—Sitzungen—Sesiones*

Exhibits—*Expositions—Ausstellungen—Exposiciones*

Study Tours—*Tournées d'Étude—Studienfahrten—Viajes de Estudio*

Round-Table Discussions—*Discussions en "Table Ronde"—"Round-Table" Diskussionen—Discusiones de "Mesa Redonda"*

Transcontinental Tour—*Tournée Transcontinentale—Transkontinentalfahrt Viaje Transcontinental*

OFFICERS, COMMITTEES, AND DELEGATES—Officers, Comités et Délégués
Leitung, Komitees und Delegierte—Personal Directivo, Comités y Delegados

ADDRESSES AT GENERAL SESSIONS—Discours aux Réunions Générales
Ansprachen bei Gesamtsitzungen—Discursos en las Sesiones Generale

ROUND-TABLE DISCUSSIONS, TOUR II, A—Discussions en "Table Ronde",
Tournée II, A—"Round-Table"-Diskussionen, Studienfahrt II, A—Discusiones de "Mesa Redonda", Viaje II, A

GENERAL REPORTS—Rapports Généraux—Generalberichte—Ponencias Generales

INDEXES—Listes et Tables—Inhaltverzeichnisse—Indices

VOLUME II

Volume II—Band II—Volumen II

QUESTION III—Special Cement

Question III—*Ciment Spécial*

Frage III—*Spezialzement*

Cuestión III—*Cemento Especial*

VOLUME III

Volume III—Band III—Volumen III

QUESTION IV—Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction, and Expansion Joints

Question IV—*Constitution et Étanchement des Joints de Retrait, de Contraction et Dilatation*

Frage IV—*Entstehung und Abdichtung von Schwind-, Zusammenziehungs und Dehnungsfugen*

Cuestión IV—*Constitución e Impermeabilidad de las Juntas de Retracción, Contracción y Dilatación*

QUESTION V—Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams

Question V—*Étude des Revêtements des Parements des Barrages en Maçonnerie et en Béton*

Frage V—*Untersuchung der Mauerwerkverkleidung von Bruchsteinmauerwerk- und Beton-Staumauern*

Cuestión V—*Estudio de los Paramentos de las Presas de Mampostería y Hormigón*

VOLUME IV

Volume IV—Band IV—Volumen IV

QUESTION VI—Geotechnical Studies of Foundation Materials

Question VI—*Étude Géotechnique des Sols de Fondation*

Frage VI—*Geotechnische Untersuchung von Taluntergrundes*

Cuestión VI—*Estudio Geotécnico de los Terrenos de Fundación*

QUESTION VII—Calculation of the Stability of Earth Dams

Question VII—*Calculs de Stabilité des Barrages en Terre*

Frage VII—*Standfestigkeitsberechnung von Erddammen*

Cuestión VII—*Cálculo de Estabilidad de las Presas de Tierra*

VOLUME V

Volume V—Band V—Volumen V

COMMUNICATIONS

Communications

Mitteilungen

Comunicaciones

Index of Code Numbers

Liste des Numéros—Nummernverzeichnis—Lista de los Números

REPORTS

Rapports—Berichte—Memorias

No.	Country—Pays Land—Pais	Author—Verfasser	Vol. Band	Page Seite
D1	JAPAN	Ishii	II	123
D2	FRANCE	Renaud.	III	19
D3	GERMANY	Link.	III	109
D4	FRANCE	Thimel	III	61
D5	U. S. S. R.	Nielaender	III	417
D6	SWITZERLAND	Bolomey	III	401
D7	FRANCE	Schlumberger	IV	67
D8	SWITZERLAND	Lugeon	IV	163
D9	JAPAN	Fujii.	II	139
D10	GREAT BRITAIN	Davey	II	71
D11	GREAT BRITAIN	Halcrow and Lea	II	91
D12	SWITZERLAND	Juillard	III	201
D13	FRANCE	Haegelen	III	297
D14	GREAT BRITAIN	Binnie	III	343
D15	GREAT BRITAIN	Bromehead.	IV	113
D16	SWITZERLAND	Brodowski und Jeuch.	IV	481
D17	UNITED STATES	Jones	III	225
D18	GREAT BRITAIN	Sandeman	III	131
D19	AUSTRIA	Weigl	III	249
D20	JAPAN	Takata and Kambara.	IV	415
D21	JAPAN	Morokawa and Iwaoka	IV	133
D22	JAPAN	Mononobe, Takata, and Matumura.	IV	435
D23	U. S. S. R.	Kind.	II	249
D24	AUSTRIA	Sandri	II	3
D25	AUSTRIA	Spindel	II	21
D26	AUSTRIA	Honigmann.	II	45
D27	NORWAY	Baalsrud and Friis	II	149

No.	Country—Pays Land—Pais	Author—Verfasser	Vol. Band	Page Seite
D28	NORWAY	Vogt and Rutle	II	159
D29	U. S. S. R.	Glebov	III	461
D30	FRANCE	Frontard	IV	243
D31	CZECHOSLOVAKIA	Smrček and Kalla	III	7
D32	FRANCE	Coyne	III	91
D33	GREAT BRITAIN	Williamson.	III	139
D34	CZECHOSLOVAKIA	Lossmann und Petzny	III	281
D35	U. S. S. R.	Grischin	IV	193
D36	ALGERIA	Drouhin et Martin	IV	3
D37	GERMANY	Ehrenberg und Tiedemann	IV	81
D38	GERMANY	Ehrenberg	IV	331
D39	U. S. S. R.	Chugaev	IV	593
D40	U. S. S. R.	Ivanov	IV	615
D41	CZECHOSLOVAKIA	Myslivec	IV	235
D42	CZECHOSLOVAKIA	Kallauner	II	63
D43	SUBCOMMITTEE ON SPECIAL CEMENT		II	273
D44	SWEDISH AND NORWEGIAN SUBCOMMITTEE		II	383
D45	GERMANY	Ludin	III	315
D46	SWEDEN	Sundberg	IV	145
D47	FRANCE	Mayer	IV	295
D48	SWEDEN	Fellenius	IV	445
D49	SWEDEN	Lalin	III	393
D50	SWEDEN	Jonson	IV	463
D51	SWEDEN	Forsén, Lalin, Westerberg, Öhman, and Berg.	II	181
D52	SWEDEN	Forsén	II	201
D53	POLAND	Czetwertynski.	II	171
D54	SWEDEN	Olsson	IV	157
D55	SWEDEN	Westerberg, Flodin, and Werner	III	181
D56	UNITED STATES	Knappen	IV	505
D57	UNITED STATES	Mead	IV	171
D58	UNITED STATES	May and Brahtz	IV	539
D59	UNITED STATES	Gilboy	IV	577
D60	BULGARIA	Iwanow.	III	275
D61	ITALY	Hoffman and Semenza	II	111
D62	ITALY	Contessini	III	161

No.	Country—Pays Land—Pais	Author—Verfasser	Vol. Band	Page Seite
D63	ITALY	Pagliari	IV	121
D64	ITALY	Pagliari	IV	391
D65	CHILE	Department of Irrigation	III	3
D66	ITALY	Testa	III	357
D67	SWEDEN	Giertz-Hedström	II	205
D68	UNITED STATES	Savage	II	209

COMMUNICATIONS

Communications—Mitteilungen—Comunicaciones

C1	U. S. S. R.	Reltov	V	73
C2	U. S. S. R.	Isbash	V	123
C3	GERMANY	Krieger	V	401
C4	GREAT BRITAIN	Halerow	V	89
C5	SPAIN	Peña Boeuf	V	475
C6	CHINA	North China River Commission	V	257
C7	AUSTRIA	Vögerl	V	239
C8	AUSTRIA	Beurle	V	153
C9	ALGERIA	Martin et Drouhin	V	209
C10	ALGERIA	Martin et Drouhin	V	225
C11	FRANCE	Mary	V	95
C12	ALGERIA	Levy	V	3
C13	SPAIN	Derqui	V	489
C14	FRANCE	Aubert	V	387
C15	UNION OF SOUTH AFRICA	Lewis	V	177
C16	UNITED STATES	Harza	V	139
C17	GERMANY	Garbotz	V	405
C18	UNITED STATES	Brahtz	V	43
C19	ITALY	Visentini	V	169
C20	ITALY	Oberti and Bonfioli	V	17
C21	ECUADOR	Cruz Maldonado	V	317
C22	ECUADOR	Cruz Maldonado	V	341
C23	UNITED STATES	Casey	V	103
C24	UNITED STATES	Hill	V	203
C25	GERMANY	Probst	V	447
C26	BRAZIL	de Brito filho	V	251

GENERAL REPORTS

Rapports Généraux—Generalberichte—Ponencias Generales

No.	Language—Langue Sprache—Idioma	Author—Verfasser	Vol. Band	Page Seite
RIII	QUESTION III	Savage		
	English		I	203
	Français		I	283
	Deutsch		I	369
	Español		I	463
RIV	QUESTION IV	Lapean		
	English		I	219
	Français		I	299
	Deutsch		I	387
	Español		I	479
RV	QUESTION V	Stanley		
	English		I	235
	Français		I	315
	Deutsch		I	405
	Español		I	495
RVI	QUESTION VI	Crosby		
	English		I	247
	Français		I	329
	Deutsch		I	419
	Español		I	509
RVII	QUESTION VII	Creager		
	English		I	261
	Français		I	345
	Deutsch		I	437
	Español		I	525

Index of Authors and Speakers

Liste des Noms d'Auteurs et d'Orateurs—Namenverzeichnis—
Índice de Autores y Oradores

	Vol. Band	Page Seite
ACKERMAN, A. J., <i>United States</i> , Recent Improvements in Construction Layouts, as Illustrated in the Operation of the Tennessee Valley Authority	I	192
— Round-Table Discussion	I	194
AUBERT, J., <i>France</i> , L'Aménagement d'une Usine Hydroelectrique sur le Rhône à Genissiat	V	387
BAALSRUD, K., and FRIIS, KRISTEN, <i>Norway</i> , Fifty Years' Experience of Concrete in Norwegian Dams	II	149
BALLESTER, RODOLFO E., <i>Argentina</i> , Opening Meeting	I	129
BATES, P. H., <i>United States</i> , Discussion, Question III	II	394
BENTZEL, C. E., <i>United States</i> , Round-Table Discussion	I	191
— see HICKOX	I	188
BERG, NILS, <i>Sweden</i> , Practical Experience of Pansar Cement	II	192
BESSESEN, B. B., <i>United States</i> , Resistivity Measurements for Dam Foundation Explorations	I	198
BEURLE, G., <i>Österreich</i> , Die Verlandung des Staausees "Steyrdurchbruch"	V	153
van der BIJL, H. J., <i>Union of South Africa</i> , Official Banquet	I	139
BINNIE, W. J. E., <i>Great Britain</i> , Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams	III	343
BLACHE, H. H., <i>Denmark</i> , Opening Meeting	I	132
BOLOMEY, J., <i>Suisse</i> , Étude des Revêtements des Barrages en Maçonnerie et en Béton	III	401
BONFIOLI, B., <i>Italy</i> , see OBERTI	V	17
BORGQUIST, W., <i>Sweden</i> , Official Banquet	I	145
BRAHTZ, J. H. A., <i>United States</i> , Rational Design of Earth Dams	IV	543
— Pressures due to Percolating Water and their Influence upon Stresses in Hydraulic Structures	V	43
— Discussion, Question III	II	400
— Discussion, Question VII	IV	644
— see MAY, D. R.	IV	539
BRAILO, G. P., <i>U. S. S. R.</i> , Closing Meeting	I	178
de BRITO filho, F. SATURNINO, <i>Brazil</i> , Dam Construction in Brazil and Proposed Cooperation in Experiments on Earth Dams	V	251
— Discussion, Question VII	IV	647
BRODOWSKI, CHARLES, und JEUCH, EDGAR, <i>Schweiz</i> , Standfestigkeitsberechnungen von Erddämmen	IV	481

	Vol.	Page
	Band	Seite
BROMEHEAD, C. E. N., <i>Great Britain</i> , Geology of Reservoir-Dam Sites	IV	113
BUCHI, J., <i>Switzerland</i> , Official Banquet	I	149
CAMSELL, CHARLES, <i>Canada</i> , Opening Meeting	I	128
CARLISLE, FLOYD L., <i>United States</i> , Official Banquet	I	141
CASEY, HUGH J., <i>United States</i> , Construction of Rock-filled Dams in Flowing Water on the Passamaquoddy Tidal-Power Project	V	103
CHUGAEV, R. R., <i>U. S. S. R.</i> , Approximate Determination of Stability of Earth Dams	IV	593
CIURLYS, JURGIS, <i>Lithuania</i> , Opening Meeting	I	133
COLOMO, JOSÉ, <i>México</i> , Opening Meeting	I	128
CONTESSINI, FELICE, <i>Italy</i> , Longitudinal Contractions and Expansions Measured in a Large Concrete Dam	III	161
COOPER, HUGH L., <i>United States</i> , Discussion, Question IV	III	235
— Discussion, Question V	III	490
COYNE, A., <i>France</i> , Clavage des Barrages Voûtes	III	91
CREAGER, WILLIAM P., <i>United States</i> , General Report, Question VII	I	261
CROSBY, IRVING B., <i>United States</i> , General Report, Question VI	I	247
— Discussion, Question VI	IV	224
CRUZ MALDONADO, RAFAEL ALBERTO, <i>Ecuador</i> , Estudio Original Acerca de la Teoría de Diques en Arco o Presas Bóvedas	V	317
— Estudio Original Acerca de la Teoría de Los Diques a Gravedad	V	341
CZETWERTYNSKI, E., <i>Poland</i> , Tests on Composition of Concrete	II	171
DANTSCHER, CASPER, <i>Germany</i> , Round-Table Discussion	I	187
DAVEY, N., <i>Great Britain</i> , Temperature Effects in Mass Concrete	II	71
DAVIDSON, J. R., <i>United States</i> , Discussion, Question V	III	489
DEPARTAMENTO DE RIEGO, <i>Chile</i> , Ensamble con el Cerro de la Cortina del Rock-fill de Cogotf	III	3
DERQUI, F. C., <i>Spain</i> , Grouting of Masonry Dams	V	489
DORPMÜLLER, Julius, <i>Germany</i> , Opening Meeting	I	121
— Closing Meeting	I	169
DROUHIN, GEORGES, <i>Algérie</i> , Essais Géotechniques des Terrains de Fondation	IV	3
— La Lutte Contre les Érosions Souterraines au Barrage de Bou-Hanifa en Relation avec les Essais de Perméabilité et l'Étude des Écoulements	IV	29
— Discussion, Question VI	IV	227
— see MARTIN	V,	209, 225
DURAND, WILLIAM F., <i>United States</i> , Opening Meeting	I	122
— Closing Meeting	I	172
EHRENBERG, JOACHIM, und TIEDEMANN, BRUNO, <i>Deutschland</i> , Untersuchung eines Taluntergrundes auf Seine Eignung als Stauwerksträger	IV	81
— Standfestigkeitsberechnung von Staudämmen	IV	331
EKWALL, AXEL, <i>Sweden</i> , Discussion, Question III	II	397

	Vol. Band	Page Seite
FALMOUTH, Viscount, <i>Great Britain</i> , Official Banquet	I	143
— Discussion, Question III	II	395
FELLENIUS, BROR, <i>Sweden</i> , Discussion, Question VI	IV	226
— Discussion, Question VII	IV	642
FELLENIUS, WOLMAR, <i>Sweden</i> , Calculation of the Stability of Earth Dams.	IV	445
— Round-Table Discussion	I	191
FENNER, RICARDO, <i>Chile</i> , Discussion, Question VII	IV	643
FLODIN, HUGO, <i>Sweden</i> , Contraction and Expansion Joint in Intake Flume	III	188
FORSÉN, LENNART, <i>Sweden</i> , Swedish Cements for Hydraulic Structures	II	181
— New Tentative Standard Specification for Cement in Sweden	II	201
— Discussion, Question III	II	397
FRIIS, KRISTEN, <i>Norway</i> , Discussion Question III	II	399
— see BAALSRUD	II	149
FRONTARD, JEAN, <i>France</i> , Calculs de Stabilité des Barrages en Terre	IV	243
— Discussion, Question VII	IV	640
FUHRMANN, RUDOLF, <i>Österreich</i> , Official Banquet	I	144
FUJII, MITSUZO, <i>Japan</i> , Fabrication of Low-Heat Portland Ce- ment in Japan	II	139
GALLIMORE, C. L., <i>United States</i> , Round-Table Discussion.	I	192
GARBOTZ, GEORG, <i>Deutschland</i> , Betonbereitung und -Verarbeitung bei Deutschen Talsperrenbauten	V	405
GEDYE, NICHOLAS G., <i>Great Britain</i> , Discussion, Question III	II	393
— Discussion, Question IV	III	238
— Discussion, Question V.	III	487
— Discussion, Question VII	IV	640
GIERTZ-HEDSTRÖM, S., <i>Sweden</i> , Separation of Water from a Cement Paste	II	205
— Discussion, Question III	II	401
GILBOY, GLENNON, <i>United States</i> , Stability of Embankment Foundations.	IV	577
GISIGER, PAUL E., <i>United States</i> , Round-Table Discussion	I	197
GLEBOV, P. D., <i>U. S. S. R.</i> , Use of Bituminous Materials in Con- struction of High Dams	III	461
GRAF, OTTO, <i>Deutschland</i> , Diskussion, Frage III.	II	395
GREENE, ARTHUR M., Jr., <i>United States</i> , Round-Table Discussion	I	187
GRISCHIN, M. M., <i>U. S. S. R.</i> , Untersuchung unter Berücksichti- gung der Geotechnischen Beschaffenheiten des Baugrundes bei Talsperrenprojektierung	IV	193
HAEGELEN, ALFRED, <i>France</i> , Étude des Revêtements des Pare- ments des Barrages en Maçonnerie et en Béton	III	297
— Discussion, Question V	III	486
HAIGH, B. P., <i>Great Britain</i> , Round-Table Discussion	I	191

	Vol. Band	Page Seite
HALCROW, W. T., and LEA, F. M., <i>Great Britain</i> , Special Cement	II	91
— Dams built of Precast Concrete Blocks	V	89
HARTLEY, Sir HAROLD, <i>Great Britain</i> , Closing Meeting	I	169
— Discussion, Question III	II	398
HARZA, L. F., <i>United States</i> , The Best Means for Preventing Piping	V	139
— Discussion, Question VI	IV	224
HELLSTRÖM, BO., <i>Sweden</i> , Discussion, Question III	II	392
— Discussion, Question V	III	488
HENNINGER, OTTO, <i>Deutschland</i> , Diskussion, Frage IV	III	237
— Diskussion, Frage VI	IV	228
HICKOX, G. H., and BENTZEL, C. E., <i>United States</i> , Distorted versus Undistorted Models for Hydraulic Research	I	188
— Round-Table Discussion	I	192
HOFFMAN, OSCAR, and SEMENZA, CARLO, <i>Italy</i> , Sui Cementi Speciali per le Opere Idrauliche in Genere e in Particolare per le Grandi Dighe di Sbarramento	II	111
HONIGMANN, ERICH J. M., <i>Österreich</i> , Über die Bestimmung der Druckfestigkeit und Wärmeabgabe des Betons im Inneren Grosser Betonmassen mit Hilfe des Thermoelektrischen Kalori- meters	II	45
— Diskussion, Frage III	II	401
HULL, CORDELL, <i>United States</i> , Opening Meeting	I	125
ICKES, HAROLD L., <i>United States</i> , Official Banquet	I	136
ISBASH, S. V., <i>U. S. S. R.</i> , Construction of Dams by Depositing Rock in Running Water	V	123
ISHII, EIICHIRO, <i>Japan</i> , Effect of Internal Temperature of Grav- ity Dams on the Strength of Concrete	II	123
IVANOV, A. I., <i>U. S. S. R.</i> , Stability Conditions of Earth Bodies and the Analysis of Slopes and Foundations of Earth Dams	IV	615
IWANOW, IWAN, <i>Bulgarien</i> , Mauerwerkverkleidung von Bruch- steinmauerwerk und Betonstaumauern	III	275
IWAOKA, TAKEHIRO, <i>Japan</i> , see MOROKAWA	IV	133
JEUCH, EDGAR, <i>Schweiz</i> , see BRODOWSKI	IV	481
JONES, BARTON M., <i>United States</i> , Core Drilling for Visual Exam- ination of Foundation Material	I	183
— Shrinkage, Contraction, and Expansion Joints in Norris Dam	III	225
— Discussion, Question IV	III	239
JONSON, FREDRIK, <i>Sweden</i> , Calculation of the Stability of Earth Dams	IV	463
JUILLARD, HENRI, <i>Suisse</i> , Constitution et Étanchement des Joints de Retrait et de Contraction et Dilatation	III	201
KALLA, J., <i>Czechoslovakia</i> , see SMRČEK	III	7
KALLAUNER, O., <i>Czechoslovakia</i> , Special Cement	II	63
KAMBARA, SHIN-ICHIRO, <i>Japan</i> , see TAKATA	IV	415
KAMO, MASAWO, <i>Japan</i> , Official Banquet	I	148

	Vol. Band	Page Seite
KIND, W. A., <i>U. S. S. R.</i> , Arbeiten des Laboratoriums für Wasserbaustoffe des Wissenschaftlichen Forschungsinstituts für Hydrotechnik (Leningrad) auf dem Gebiet der Untersuchung Spezieller Zemente des Wasserbaues	II	249
KNAPPEN, THEODORE T., <i>United States</i> , Calculation of the Stability of Earth Dams	IV	505
KRECKE, Karl, <i>Deutschland</i> , Opening Meeting	I	130
KRIEGER, FR., <i>Deutschland</i> , Staudamm mit Schräg Liegendem Innenkern	V	401
LALIN, G. S., and WESTERBERG, G., <i>Sweden</i> , Employment of Low-Heat Cement in Construction of Vargön Power Station	II	187
— Workability of Concrete	II	346
— Stone Facing on Concrete of Hydraulic Structures	III	393
LAPEAN, RAYMOND E., <i>United States</i> , General Report, Question IV	I	219
LASARTE, EZEQUIEL, <i>Peru</i> , Official Banquet	I	140
LAUPMAN, P. P., <i>U. S. S. R.</i> , Discussion, Question VII.	IV	648
LAURGAARD, O., <i>United States</i> , Round-Table Discussion	I	197
LEA, F. M., <i>Great Britain</i> , see HALCROW	II	91
— Discussion, Question III	II	399
LEICHTWEISS, LUDWIG, <i>Germany</i> , Round-Table Discussion	I	192
— Round-Table Discussion	I	194
LÉVY, GILBERT, <i>Algérie</i> , Étude Photoélasticimétrique dans le Contrefort d'un Barrage, des Contraintes Produites par l'Opposition de l'Encastrement de la Base à l'Effet du Retrait	V	3
LEWIS, A. D., <i>Union of South Africa</i> , Silting of Four Large Reservoirs in South Africa	V	177
LEWIS, JAMES S., <i>United States</i> , Methods of Sealing Dam Foundations	I	185
— Round-Table Discussion	I	184
LILLIE, FRANK R., <i>United States</i> , Official Banquet	I	135
LINK, ERNST, <i>Deutschland</i> , Entstehung und Abdichtung von Schwind-Zusammenziehungs- und Dehnungsfugen in Staumauern	III	109
LOSSMANN, K., und PETZNY, J., <i>Tschechoslovakei</i> , Untersuchung der Verblendung von Bruchsteinmauerwerk- und Beton-Staumauern	III	281
LUDIN, ADOLF, <i>Deutschland</i> , Gestaltung und Bewährung der Außenflächen der in Deutschland Erbauten Staumauern	III	315
LUGEON, MAURICE, <i>Switzerland</i> , Geotechnical Studies of Foundation Materials	IV	163
MARTIN, <i>Algérie</i> , La Lutte Contre les Érosions Souterraines au Barrage du Ghrib	IV	50
— et DROUHIN, GEORGES, Barrages en Enrochements Arrimés d'Algérie	V	209
— et DROUHIN, GEORGES, Les Masques en Béton Armé et en Béton Bitumineux des Barrages en Enrochements	V	225
MARY, MARCEL, <i>France</i> , Un Nouveau Type de Barrage en Enrochements: Le Batardeau de Marèges	V	95
— Discussion, Question III	II	398
— Discussion, Question IV	III	239

	Vol. Band	Page Seite
MATUMURA, MAGODI, <i>Japan</i> , see MONONOBE	IV	435
MAY, D. R., and BRAHTZ, J. H. A., <i>United States</i> , Proposed Methods of Calculating the Stability of Earth Dams	IV	539
— Application of the Planimeter to the Swedish Method of Analyzing the Stability of Earth Slopes	IV	540
MAYER, ARMAND, <i>France</i> , Characteristics of Materials used in Earth Dam Construction—Stability of Earth Dams in Cases of Reservoir Discharge	IV	295
— Discussion, Question VI	IV	225
— Discussion, Question VII	IV	643
MEAD, WARREN J., <i>United States</i> , Engineering Geology of Dam Sites	IV	171
MERCIER, G., <i>France</i> , Opening Meeting	I	121
MERRILL, O. C., <i>United States</i> , Closing Meeting	I	170
MIKULSKI, CZESLAW, <i>Poland</i> , Opening Meeting	I	131
MONONOBE, NAGAH0; TAKATA, AKIRA; and MATUMURA, MAGODI, <i>Japan</i> , Seismic Stability of the Earth Dam	IV	435
MOROKAWA, YUJIRO, and IWAOKA, TAKEHIRO, <i>Japan</i> , Examples of Dam Construction Contributing to Geotechnical Study of Foundation	IV	133
MUMFORD, LEWIS, <i>United States</i> , Special Meeting	I	151
MYSLIVEC, ALOIS, <i>Czechoslovakia</i> , Rolling the Soil in Dams	IV	235
NIELAENDER, G. A., <i>U. S. S. R.</i> , Resistance to Cracking of Sur- face Layer of Concrete Gravity Dams	III	417
NORTH CHINA RIVER COMMISSION, <i>China</i> , Yung Ting Ho Detention Basins	V	257
OBERTI, G., and BONFIOLI, B., <i>Italy</i> , Research on the Stresses of Arch Dam Rings	V	17
ÖHMAN, A., <i>Sweden</i> , Employment of Pansar Cement in Construction of Krängede Power Station	II	189
OLSSON, JOHN, <i>Sweden</i> , Method for Taking Earth Samples with the Most Undisturbed Natural Consistency	IV	157
ORIVE ALBA, ADOLFO, <i>México</i> , Discussion, Question IV	III	237
— Round-Table Discussion	I	197
PAGLIARO, FERDINANDO, <i>Italy</i> , Stability of Earth Dams	IV	391
— Geotechnical Study of Foundation Materials for Dams	IV	121
PEARCE, CECIL E., <i>United States</i> , Round-Table Discussion	I,	181, 197
PEÑA BOEUF, ALFONSO, <i>Spain</i> , The Analysis of Arched Dams	V	475
PERRIER, LÉON, <i>France</i> , Official Banquet	I	138
PETZNY, J., <i>Tschechoslovakei</i> , see LOSSMANN	III	281
PLUMMER, FRED L., <i>United States</i> , Discussion, Question VII	IV	646
PROBST, E., <i>Deutschland</i> , Deformationsmessungen an einer 65 M Höhen Gewichtsstaumauer	V	447

	Vol. Band	Page Seite
REHBOCK, THEODOR, <i>Deutschland</i> , Diskussion, Frage IV	III	240
— Diskussion, Frage V	III	490
— Diskussion, Frage VI	IV	228
— Round-Table Discussion	I	191
dos REIS, JOÃO, <i>Brazil</i> , Special Meeting	I	161
RELTOV, B. F., <i>U. S. S. R.</i> , Electrical Analogy applied to Three-Dimensional Study of Percolation under Dams built on Pervious Heterogeneous Foundations	V	73
RENAUD, A., <i>France</i> , Les Joints des Barrages-Gravité	III	19
RENAUD, PIERRE, <i>Algérie</i> , Discussion, Question V	III	488
RICKEY, JAMES W., <i>United States</i> , Discussion, Question III	II	393
ROOSEVELT, FRANKLIN D., <i>United States</i> , Special Meeting	I	164
RUETTIGERS, ARTHUR, <i>United States</i> , Discussion, Question III	II	396
RUTLE, J., <i>Norway</i> , see VOGT	II	159
SALAZAR, EDUARDO, <i>Ecuador</i> , Closing Meeting	I	177
SAMSOIE, A. FREY, <i>Sweden</i> , Note on the Workability of Concrete	II	359
SANDEMAN, EDWARD, <i>Great Britain</i> , Contraction Joints	III	131
SANDRI, R., <i>Österreich</i> , Zur Frage der Temperaturerhöhung in Talsperren; Thermische Daueruntersuchungen an Abgebundenem Zement	II	3
SATOH, SYERITIRO, <i>Japan</i> , Round-Table Discussion	I	187
SAVAGE, JOHN L., <i>United States</i> , Special Cements for Mass Concrete	II	209
— General Report, Question III	I	203
SEMENZA, CARLO, <i>Italy</i> , see HOFFMAN	II	111
SCHLUMBERGER, C. and M., <i>France</i> , Application of Electrical Prospecting to the Study of Dam Sites	IV	67
SCIMEMI, ETTORE, <i>Italy</i> , Discussion, Question V	III	487
— Discussion, Question VI	IV	226
SMITH, BERNARD, <i>Great Britain</i> , Foreword to: Geology of Reservoir-Dam Sites	IV	113
SMITH, BERNARD, <i>United States</i> , Round-Table Discussion	I	188
SMRČEK, F., and KALLA, J., <i>Czechoslovakia</i> , Waterproofing of Expansion Joints with Rubber in Concrete Lining of Supply Canal of Power Plant at Ladce on the River Vah	III	7
SPINDEL, M., <i>Österreich</i> , Spezialzemente	II	21
STANLEY, T. H., <i>United States</i> , General Report, Question V	I	235
STEELE, B. W., <i>United States</i> , Round-Table Discussion	I	188
STUCKY, ALFRED, <i>Suisse</i> , Discussion, Question IV	III	241
SUNDBERG, KARL, <i>Sweden</i> , Determination of Depth of Bedrock	IV	145
SUBCOMMITTEE (INTERNATIONAL) ON SPECIAL CEMENTS, Interim Report on Methods of Testing Cement in Regard to Heat of Hydration, Action on Cement by Water Percolating through Concrete, Shrinkage, Permeability, and Workability	II	273

	Vol. Band	Page Seite
SUBCOMMITTEES (SWEDISH AND NORWEGIAN) ON LARGE DAMS, A Survey of Recent Scandinavian Literature on Special Cements for Dams and Water-Retaining Structures		
	II	383
SURVEYER, ARTHUR, <i>Canada</i> , Special Meeting	I	158
TAKATA, AKIRA; and KAMBARA, SHIN-ICHIRO, <i>Japan</i> , Prob- lems Concerning Stability Calculation of Earth Dam on Move- ment and Action of Infiltrating Water	IV	415
— see MONONOBE	IV	435
TESTA, ANGELO, <i>Italy</i> , Principal Systems Adopted in Italy for Waterproofing and Protecting the Faces of Masonry Dams	III	357
THIMEL, A., <i>France</i> , Joints de Retrait et Joints de Contraction et Dilatation	III	61
TIEDEMANN, BRUNO. <i>Deutschland</i> , see EHRENBERG	IV	81
TYLER, I. L., <i>United States</i> , Concrete Quality Control	I	194
— Round-Table Discussion	I,	187, 197
VALLAURI, GIANCARLO, <i>Italy</i> , Opening Meeting	I	133
VETTER, C. P., <i>United States</i> , Discussion, Question IV	III	241
VILLA y RIVERA, MIGUEL, <i>Cuba</i> , Official Banquet	I	149
VISENTINI, MARCO, <i>Italy</i> , Alluvial Deposits in Reservoirs, Their Importance and the Means to Lessen or Prevent Them	V	169
VÖGERL, FRANZ, <i>Österreich</i> , Zur Berechnung der Bogenstau- mauern	V	239
VOGT, FR., and RUTLE, J., <i>Norway</i> , Notes on Special Cement Tests	II	159
WEIGL, HEINRICH, <i>Österreich</i> , Die Wasserdichtheit des Mauer- werkes und der Verkleidungen von Betontalsperren	III	249
WERNER, P. WIHL., <i>Sweden</i> , Notes on Design of Contraction, Shrinkage, and Construction Joints in Concrete Dams	III	190
WESTERBERG, G., <i>Sweden</i> , Design of Shrinkage and Contraction Joints	III	181
— see LALIN	II	187
van WETTER, L., <i>Belgium</i> , Opening Meeting	I	132
WILLIAMSON, JAMES, <i>Great Britain</i> , Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction and Expansion Joints in Concrete Dams	III	139
— Discussion, Question IV	III	242
— Discussion, Question V	III	485
— Discussion, Question VI	IV	227
WRIGHT, CHILTON A., <i>United States</i> , Discussion, Question IV	III	242
YOUNG, OWEN D., <i>United States</i> , Official Banquet	I	146

Subject Index

Table Analytique des Matières—Sachwortverzeichnis—Índice de Materias

	Vol. Band	Page Seite
1 Algeria. <i>Algérie—Algerien—Argelia</i>		
Essais Géotechniques des Terrains de Fondation	IV	3
La Lutte contre les Érosions Souterraines au Barrage de Bou-Hanifa en Relation avec les Essais de Perméabilité et l'Étude des Écoulements	IV	29
La Lutte contre les Érosions Souterraines au Barrage du Ghrib	IV	50
Étude Photoélasticimétrique, dans le Contrefort d'un Barrage, des Contraintes Produites par l'Opposition de l'Encastrement de la Base à l'Effet de Retrait	V	3
Barrages en Enrochements Arrimés d'Algérie	V	209
Les Masques en Béton Armé et en Béton Bitumineux des Barrages en Enrochement	V	225
Discussion, Question VI	IV	227
2 American National Committee. <i>Comité National Américain—Amerikanisches Nationales Komitee—Comité Nacional Americano</i>	I	93
3 — Executive Committee. <i>Comité Exécutif—Hauptausschuss—Comité Ejecutivo</i>	I	96
4 — Members. <i>Membres—Mitglieder—Miembros</i>	I	93
5 — Officers. <i>Officiers—Leitung—Personal Directivo</i>	I	93
6 — Staff. <i>Personnel—Personal—Personal</i>	I	98
7 — Subcommittees. <i>Sous-Comités—Unterkomitees—Subcomités</i>	I	96
8 — Tours Committee. <i>Comité des Tournées—Fahrten-Komitee—Comité de los Viajes</i>	I	101
9 Arch Dams. <i>Barrages voûtes—Bogenstaumauern—Presas bóvedas</i> (See Dams, Arch)		
10 Attendance. <i>Membres—Teilnahme—Asistencia</i>	I, 28, 32, 36, 39	
11 Austria. <i>Autriche—Österreich—Austria</i>		
Zur Frage der Temperaturerhöhung in Talsperren: Thermische Daueruntersuchungen an Abgebundenem Zement	II	3
Spezialzement	II	21
Über die Bestimmung der Druckfestigkeit und Wärmeabgabe des Betons in Innern grosser Betonmassen mit Hilfe des Thermoelektrischen Kalorimeters.	II	45
Die Wasserdichtheit des Mauerwerkes und der Verkleidungen von Betontalsperren	III	249
Die Verlandung des Stausees "Steyrdurchbruch"	V	153
Zur Berechnung der Bogenstaumauern	V	239
Discussion, Question III	II	401

	Vol. Band	Page Seite
12 Banquet. <i>Banquet—Festessen—Banquete</i>	I	135
13 Bituminous Facings. <i>Masques bitumineux—Verkleidung bituminöse—Revestimientos bituminosos</i> (See Facing of dams)	V	225
14 Brazil. <i>Brésil—Brasilien—Brasil</i> Dam Construction in Brazil and Proposed Cooperation in Experiments in Earth Dams	V	251
Discussion, Question VII	IV	647
15 Bulgaria. <i>Bulgarie—Bulgarien—Bulgaria</i> Mauerwerkverkleidung von Bruchsteinmauerwerk- und Beton-Staumauern	III	275
16 Calorimeter. <i>Calorimètre—Kalometer—Calorímetro</i>		
17 — Adiabatic. <i>Adiabatique—Adiabatisches—Adiabático</i>	II, 71,	309, 312
18 — Thermoelectric. <i>Thermoélectrique—Thermoelektrisches— Termoeléctrico</i>	II	45
19 — Thermos Flask. <i>Bouteille thermos—Thermosflaschen— Botella thermos</i>	II	318
20 Canada, Reception in. <i>Canada, Réception au—Kanada, Empfang in—Canadá, Recepción en el.</i>	I, 30,	34, 37, 41
21 Cement. <i>Ciment—Zement—Cemento</i> (See Question III)		
22 — Action of Water. <i>Action de l'eau—Einwirkung des Wassers— Acción del agua</i>	II, 29,	278, 289, 301, 329, 335
23 — Heat of Hydration. <i>Chaleur d'hydratation—Hydratations- wärme—Calor de hidratación</i>	II, 25,	71, 275, 286, 309, 312, 318
24 — Pansar.	II,	189, 192
25 — Shrinkage. <i>Retrait—Schwindung—Retracción</i>	II, 26,	279, 290, 303, 337
26 — Special. <i>Spécial—Spezial—Especial</i> (See Question III)	II	3
27 — Thermic Research. <i>Étude thermique—Thermische Unter- suchung—Investigaciones térmicas</i>	II	3
28 Chile. <i>Chili—Chile—Chile</i> Ensamble con el Cerro de la Cortina del Rock-fill de Cogotí.	III	3
Discussion, Question VII	IV	643
29 China. <i>Chine—China—China</i> Yung Ting Ho Detention Basins	V	257
30 Closing Meeting. <i>Réunion de clôture—Schlussitzung—Sesión de clausura</i>	I	169
31 Commission on Large Dams. <i>Commission des Grands Barrages— Talsperren-Kommission—Comisión de Grandes Presas</i>	I	1
32 — Activities. <i>Sphère d'activité—Aufgabengebiet—Actividades</i>	I	13
33 — Member Countries. <i>Pays Adhérentes—Mitgliedsländer— Países Adherentes</i>	I	3
34 — Officers. <i>Officiers—Leitung—Personal directivo</i>	I	91
35 — Organization. <i>Organisation—Organisation—Organización</i>	I	13
36 — Origin. <i>Origine—Ursprung—Origen</i>	I	13

	Vol. Band	Page Seite
37 Communication No. 1. <i>Communication No. 1—Mitteilung No. 1—Comunicación No. 1</i>	V	1
Experimental Methods for Insuring the Safety of Gravity Dams, in particular by the Study of Internal Stresses		
38 Communication No. 2. <i>Communication No. 2—Mitteilung No. 2—Comunicación No. 2</i>	V	87
Study of Dams Built of Precast Concrete Blocks with Special Reference to the Avoidance of Internal Strains in Mass Concrete		
39 Communication No. 3. <i>Communication No. 3—Mitteilung No. 3—Comunicación No. 3</i>	V	93
Dams Built by Depositing Blocks of Stone in Running Water		
40 Communication No. 4. <i>Communication No. 4—Mitteilung No. 4—Comunicación No. 4</i>	V	137
The Best Means for Preventing "Piping"		
41 Communication No. 5. <i>Communication No. 5—Mitteilung No. 5—Comunicación No. 5</i>	V	151
The Silting of Reservoirs Formed by Large Dams: its Measurement and Prevention		
42 Communications, Miscellaneous. <i>Communications diverses—Gemischte Mitteilungen—Comunicaciones diversas.</i>	V	209
43 Concrete. <i>Béton—Beton—Hormigón</i>		
44 — Composition. <i>Composition — Zusammensetzung — Composición</i>	II	171
45 — Handling. <i>Manutention—Handhabung—Manipulación.</i>	V	405
46 — Permeability. <i>Perméabilité — Durchlässigkeit — Permeabilidad.</i>	II, 280, 291, 303, 344	
47 — Preparation. <i>Préparation—Bereitung—Preparación.</i>	V	405
48 — Quality Control. <i>Contrôle de la qualité—Kontrolle der Qualität—Control de la cualidad.</i>	I	194
49 — Workability. <i>Maniabilité — Verarbeitbarkeit — Trabajabilidad</i>	II, 282, 293, 306, 346, 359	
50 Congress on Large Dams. <i>Congrès des Grands Barrages—Talsperrenkongress—Congreso de Grandes Presas.</i>	I	17
51 — Officers. <i>Officiers—Leitung—Personal directivo.</i>	I	91
52 — Organization. <i>Organisation — Organisation — Organización</i>	I	43
53 — Participating Countries. <i>Pays participants—Teilnehmende Länder—Países participantes</i>	I	60
54 Construction Layouts. <i>Plans des chantiers—Konstruktionentwurf—Plan de construcción.</i>	I	192
55 Coordinating Committee. <i>Comité de Coordination—Koordinations-Komitee—Comité Coordinativo</i>	I, 65, 101	
56 Core Drilling. <i>Sondage à carottes—Sondieren mit Hohlbohrern—Sondeo con barrenas huecas.</i>	I	183
57 Core Wall. <i>Noyau d'étanchéité—Innenkern—Núcleo</i>	V	401
58 Czechoslovakia. <i>Tch'choslovaquie — Tschechoslowakei — Checoslovaquia</i>		
Special Cement	II	63

Czechoslovakia. <i>Tchécoslovaquie — Tschechoslowakei — Checoslovaquia</i> —Continued			
	Waterproofing of Expansion Joints with Rubber in Concrete Lining of Supply Canal of Power Plant at Ladce on the River Váh	III	7
	Untersuchung der Verblendung von Bruchsteinmauerwerk- und Beton-Staumauern	III	281
59	Dams. <i>Barrages—Talsperren—Presas</i>		
60	— Algeria. <i>Algérie—Algerien—Argelia</i>		
	Bakkadda	V, 213,	226
	Béni-Bahdel	IV	5
	Bou-Hanifia	IV, 20, 29; V,	220
	Ghrib	IV, 50; V, 214,	229
	Oued-Ksob	V	3
61	— Austria. <i>Autriche—Österreich—Austria</i>		
	Tauernmoos	III	249
62	— Arch. <i>Voûtes—Boden—Bóvedas</i>	III, 91; V, 17,	239, 475
63	— — Analysis. <i>Analyse—Analyse—Análisis</i>	V	475
64	— — Theory. <i>Théorie—Theorie—Teoría</i>	V	317
65	— Belgium. <i>Belgique—Belgien—Bélgica</i>		
	Butgenback	III	404
	Robertville	III	404
66	— Chile. <i>Chili—Chile—Chile</i>		
	Cogotí	III	3
67	— China. <i>Chine—China—China</i>		
	Kuan Ting	V	277
	Shing Mun	III	343
	Tai Tze Mu	V	265
68	— Concrete Blocks. <i>En blocs de Béton—aus Beton-Blocken—con bloques de hormigón</i>	IV	134
	(See Communication No. 2)		
69	— Czechoslovakia. <i>Tchécoslovaquie — Tschechoslowakei — Checoslovaquia</i>		
	Vranov	III	281
70	— Earth. <i>En terre—Erddämme—de tierra</i>		
	(See Question VII)		
71	— — Percolation of Water. <i>Infiltration de l'eau—Durchsickerung von Wasser—Infiltración de agua</i>	IV, 415,	515
72	— — Stability. <i>Stabilité—Standfestigkeit—Estabilidad</i>		
	(See Question VII)		
73	— Facing. <i>Revêtement—Verkleidung—Revestimiento</i>		
	(See Question V)		
74	— — Bituminous. <i>Bitumineux—Bituminöse—Bituminoso</i>	III	461
75	— Foundations. <i>Sols de fondation—Untergrundes—Fundaciones</i>	I, 183; IV,	3
76	— — Resistivity Measurements. <i>Resistivité, mesure de—Widerstandsfähigkeit, Messung der—Resistividad, medida de la</i>	I, 198; IV,	67
77	— — Sealing. <i>Scellement—Dichtung—Obturación</i>	I	185

	Vol. Band	Page Seite
Dams. Barrages—Talsperren—Presas—Continued		
78 — France. France—Frankreich—Francia		
Artouste	III	303
Bissorte	III	306
Bromme	III, 64,	302
Cadène	III	302
Cercey	IV	298
Chambon	III	305
Charmes	IV, 285,	301
Eguzon	III	298
Genissiat	V	387
Grande Rhue et Petite Rhue	III	299
Grosbois	IV, 285,	299
Guerlédan	III	67
Lac d'Oo	III	300
Marèges	III, 91, 304; V,	95
Moulinard	III	298
Naguilles	III	299
Oule	III	300
Pinet	III	298
Sarrans	III, 71, 304, 404; IV,	71
Sautet	III	308
Truyère	III	302
Wassy	IV	298
79 — Germany. Allemagne—Deutschland—Alemania		
Agger	III	331
Bleiloch	III	333
Schluchsee	III	333
Schwarza	III	333
Schwarzenbach	III	331
Statistics of	IV	382
Zillierbach	III	334
80 — Gravity. Poids—Gewicht—de gravedad	III, 19,	109
81 — — Deformation. Déformation — Deformation — Deforma- ción	V	447
82 — — Safety. Sécurité—Sicherheit—Seguridad (See Communication No. 1)		
83 — — Theory. Théorie—Theorie—Teoría	V	341
84 — Italy. Italie—Italien—Italia		
Arvo	IV	497
Cignana	III	161
Diavolo Lake	III	368
Gabiet Lake.	III	368
85 — Japan. Japon—Japan—Japón		
Seidai.	IV	138
Senzu.	IV	134
86 — Poland. Pologne—Polen—Polonia		
Grodok	IV	496
87 — Models. Modèles—Modelle—Modelos.	III, 237; V, 73,	116
88 — Rock-Fill. En enrochements—Bruchstein—de mamposte- ría	V, 95, 103, 123, 209,	225
89 — Round-Table Discussions. Discussions en “table ronde”— “Round-Table” Diskussionen—Discusiones de “mesa re- donda”	I	183

	Vol. Band	Page Seite
Dams. Barrages—Talsperren—Presas—Continued		
90 — Switzerland. Suisse—Schweiz—Suiza		
Albruck-Dogern	IV	488
Arniberg	IV	496
Barberine	III	406
Diepoldsauer Durchstich	IV	483
Dixence	III	406
Gösgen	IV	487
Heidsee	IV	496
Jogne	III	405
Klingnau	IV	489
Kubel	IV	493
Löntsch	IV	493
Marecottes	III	404
Schaffhausen	IV	495
Schräh	III	406
Spitallamm	III	406
Waldhalde	IV	493
Zur	IV	497
91 — Union of Soviet Socialist Republics. U. R. S. S.—U. S. S. R.—U. R. S. S.		
Kamyschin	IV	214
92 — United States. États-Unis—Vereinigte Staaten—Estados Unidos		
Clendenning	IV	530
Mississippi River Levees	IV	586
Muskingum	IV	585
Norris	III	225
Passamaquoddy	V	103
Piedmont	IV	532
Senecaville	IV	532
Tappen	IV	525
Wills Creek	IV	532
93 Deformation. Déformation—Deformation—Deformación		
94 — Measurement. Mesure de—Messung—Medida de	V	447
95 Delegates. Délégués—Delegierte—Delegados	I	107
96 Detention Basins in China. Bassins de retenu—Staubecken—Depósitos de retención	V	257
97 Discussions, “Round-Table.” Discussions en “table ronde”—“Round-Table”-Diskussionen—Discusiones de “mesa redonda” (See Round-Table Discussions)		
98 Earth Dams. Barrages en terre—Erddämme—Presas de tierra (See Dams, Earth)		
99 Ecuador. Équateur—Äquator—Ecuador		
Estudio Original Acerca de la Teoría de Diques en Arco o Presas Bóvidas	V	317
Estudio Original Acerca de la Teoría de los Diques a Gravedad	V	341
100 Editing. Rédaction—Schriftleitung—Redacción	I	55
101 Electric Analogy. Analogie électrique—Elektrische Analogie—Analogía eléctrica	V	73
102 Electric Prospecting. Prospección eléctrica—Elektrische Bodenuntersuchung—Sondeos eléctricos	I, 196; IV, 67, 147, 174	

	Vol. Band	Page Seite
103 Embankments. <i>Remblais—Erdwälle—Diques</i>	IV	577
104 Executive Committee. <i>Comité exécutif—Hauptausschuss—Comité ejecutivo</i>	I	96
105 Exhibits. <i>Expositions—Ausstellungen—Exposiciones</i>	I, 29, 33, 36, 40, 61	
106 Facing of Dams. <i>Revêtements des barrages—Verkleidung von Talsperren—Revestimientos de presas</i>	V	225
(See also Question V)		
107 — Bituminous. <i>Bitumineux—bituminöse—bituminosos</i>	III	461
108 Foundation Materials. <i>Sols de fondation—Taluntergrundes—Terrenos de fundación</i> (See Question VI)		
109 France. <i>France—Frankreich—Francia</i>		
Les Joints des Barrages-Gravité	III	19
Joints de Retrait et Joints de Contraction et Dilatation	III	61
Clavage des Barrages Voûtes	III	91
Etude des Revêtements des Parements des Barrages en Maçonnerie et en Béton	III	297
Application of Electrical Prospecting to the Study of Dam Sites	IV	67
Calculs de Stabilité des Barrages en Terre	IV	243
Characteristics of Materials Used in Earth Dam Construction—Stability of Earth Dams in Cases of Reservoir Discharge.	IV	295
Un Nouveau Type de Barrage en Enrochements: Le Batardeau de Marèges	V	95
L'Aménagement d'une Usine Hydro-électrique sur le Rhône à Genissiat	V	387
Discussion, Question III	II	398
Discussion, Question IV	III	239
Discussion, Question V	III, 486, 488	
Discussion, Question VI	IV	225
Discussion, Question VII	IV, 640, 643	
110 Functions in Washington. <i>Fêtes à Washington—Gesellschaftliche Veranstaltungen in Washington—Funciones sociales en Washington</i>	I, 28, 31, 35, 38, 45, 46, 47	
111 General Reports. <i>Rapports Généraux—Generalberichte—Ponencias Generales</i>		
— English	I	203
— Français	I	283
— Deutsche	I	369
— Español	I	463
112 Geotechnical Studies. <i>Etudes géotechniques—Geotechnische Untersuchung—Estudio geotécnico</i> (See Question VI)		

	Vol. Band	Page Seite
113 Germany. <i>Allemagne—Deutschland—Alemania</i>		
Entstehung und Abdichtung von Schwind-, Zusammenziehungs- und Dehnungsfugen in Staumauern	III	109
Gestaltung und Bewährung der Aussenflächen der in Deutschland Erbauten Staumauern	III	315
Untersuchung eines Taluntergrundes auf seine Eignung als Stauwerkstrager	IV	81
Standfestigkeitsberechnung von Staudämmen	IV	331
Bodenphysik und Statik der Staudämme	IV	382
Stau-Damm mit Schräg Liegendem Innenkern	V	401
Betonbereitung und- Verarbeitung bei Deutschen Talsperrenbauten	V	405
Deformationsmessungen an einer 65 m hohen Gewichtstaumauer	V	447
Discussion, Question III	II	395
Discussion, Question IV.	III, 237, 240	
Discussion, Question V	III	490
Discussion, Question VI.	IV	228
114 Gravity Dams. <i>Barrages-poids—Gewichtstaumauern—Presas de gravedad</i> (See Dams, Gravity)		
115 Great Britain. <i>Grande-Bretagne—Grossbritannien—Gran Bretaa</i>		
Temperature Effects in Mass Concrete	II	71
Special Cement	II	91
Contraction Joints	III	131
Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction and Expansion Joints in Concrete Dams	III	139
Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams	III	343
Geology of Reservoir-Dam Sites	IV	113
Dams Built of Precast Concrete Blocks	V	89
Discussion, Question III	II, 393, 395, 398, 399	
Discussion, Question IV	III, 238, 242	
Discussion, Question V	III, 486, 487, 489	
Discussion, Question VI	IV	227
Discussion, Question VII	IV	640
116 Grouting. <i>Injection de ciment—Ausgiessen mit Zement—Inyecciones de cemento</i>	V	489
117 Headquarters. <i>Bureau Central—Hauptquartier—Oficinas del Comité.</i>	I	44
118 Hydration, Heat of. <i>Hydratation, Chaleur de—Hydratationswärme—Hidratación, Calor de</i> (See Heat of Hydration)		

	Vol. Band	Page Seite
119 Infiltration of Water. <i>Infiltration des eaux—Durchsickerung von Wasser—Infiltración del agua</i> (See Percolation of Water)		
120 Interpretation. <i>Interprétation — Interpretation — Interpretación</i>	I, 29, 33, 36, 40, 58	
121 Invitations. <i>Invitations—Einladungen—Invitaciones</i>	I, 18, 27, 31, 34, 38	
122 Italy. <i>Italie—Italien—Italia</i>		
Sui Cementi Speciale per le Opere Idrauliche in Genere e in Particolare per le Grandi Dighe Sbarramento	II	111
Longitudinal Contractions and Expansions Measured in a Large Concrete Dam	III	161
Principal Systems adopted in Italy for Waterproofing and Protecting the faces of Masonry Dams	III	357
Research on the Stresses of Arch Dam Rings	V	17
Geotechnical Study of Foundation Materials	IV	121
Stability of Earth Dams	IV	391
Alluvial Deposits in Reservoirs, their Importance and the Means to Lessen or Prevent Them	V	169
Discussion, Question V	III	487
Discussion, Question VI	IV	226
123 Japan. <i>Japon—Japan—Japón</i>		
Effects of Internal Temperature of Gravity Dams on the Strength of Concrete	II	123
Fabrication of Low-Heat Portland Cement in Japan	II	139
Examples of Dam Construction Contributing to Geotechnical Study of Foundations	IV	133
Problems Concerning Stability Calculation of Earth Dam on Movement and Action of Infiltrating Water	IV	415
Seismic Stability of the Earth Dam	IV	435
124 Joints, Contraction. <i>Joints de contraction—Zusammenziehungsfugen—Juntas de contracción</i>	III, 3-245, Inc.	
125 — Expansion. <i>De dilatation—Dehnungsfugen—de dilatación</i>	III, 3-245, Inc.	
126 — Shrinkage. <i>De retrait—Schwindfugen—de retracción</i>	III, 3-245, Inc.	
127 — Waterproofing of. <i>Étanchement de—Abdichtung von—Impermeabilización de las</i>	III, 3-245, Inc.	
128 Languages. <i>Langues—Sprachen—Idiomas</i>	I, 29, 32, 36, 39	
129 Mexico. <i>Merique—Meriko—México</i>		
Discussion, Question IV	III	237
130 Models. <i>Modèles—Modelle—Modelos</i> (See Dams)		

	Vol. Band	Page Seite
131 New York City Activities. <i>New York, Sphère d'activité à—New York, Vorkehrungen und Veranstaltungen in—Nueva York, Actividades en</i>	I, 30, 34, 37, 41	
132 — Committee. <i>Comité—Komitee—Comité</i>	I	100
133 Norway. <i>Norvège—Norwegen—Noruega</i>		
Fifty Years' Experience of Concrete in Norwegian Dams	II	149
Notes on Special Cement Tests	II	159
134 Opening Meeting. <i>Réunion d'ouverture—Eröffnungssitzung—Sesión de apertura</i>	I	121
135 Pansar (See Cement)		
136 Participating Countries. <i>Pays participants—Teilnehmende Länder—Paises participantes</i>	I	60
137 Percolation of Water. <i>Infiltration de l'eau—Durchsickerung von Wasser—Infiltración de agua</i>	IV, 415, 515	
(See also Cement, Action of Water on)		
138 Permeability. <i>Perméabilité—Durchlässigkeit—Permeabilidad</i>	IV	29
(See also Concrete)		
139 Photoelastic Research. <i>Étude photoélastométrique—Photoélastizimétrische Untersuchung—Estudio fotoelastocimétrico</i>	V	3, 7
140 "Piping." <i>"Renards"—Grundbrüche—"Renards"</i> (See Communication No. 4)		
141 Poland. <i>Pologne—Polen—Polonia</i>		
Tests on Composition of Concrete	II	171
142 Preprints. <i>Brochures—Frühdrukke—Folletos</i>	I	53
143 Program. <i>Programme—Programm—Programa</i>	I	49
144 Publications. <i>Publications — Veröffentlichungen — Publicaciones</i>	I	53
145 Question III. <i>Question III—Frage III—Cuestión III</i>		
— Special Cement	II	3
— Discussion	II	391
— General Report	I	203
— Rapport Général	I	283
— Generalbericht	I	369
— Ponencia General	I	463
146 Question IV. <i>Question IV—Frage IV—Cuestión IV</i>		
— Design and Waterproofing of Shrinkage, Contraction and Expansion Joints	III	3
— Discussion	III	235
— General Report	I	219
— Rapport Général.	I	299
— Generalbericht	I	387
— Ponencia General	I	479

	Vol. Band	Page Seite
147	Question V. <i>Question V—Frage V—Cuestión V</i>	
—	Study of the Facing of Masonry and Concrete Dams . . .	III 247
—	Discussion	III 485
—	General Report	I 235
—	Rapport Général.	I 315
—	Generalbericht	I 405
—	Ponencia General	I 495
148	Question VI. <i>Question VI—Frage VI—Cuestión VI</i>	
—	Geotechnical Studies of Foundation Materials	IV 3
—	Discussion	IV 223
—	General Report	I 247
—	Rapport Général.	I 329
—	Generalbericht	I 419
—	Ponencia General	I 509
149	Question VII. <i>Question VII—Frage VII—Cuestión VII</i>	
—	Calculation of the Stability of Earth Dams	IV 233
—	Discussion	IV 639
—	General Report	I 261
—	Rapport Général	I 345
—	Generalbericht	I 437
—	Ponencia General	I 525
150	Reception in Canada. <i>Réception au Canada—Empfang in Kanada—Recepción en el Canadá</i> (See Canada)	
151	Recording of Discussions. <i>Enregistrement des discussions—Aufnahme von Ansprachen—Registración de los discursos</i>	I 59
152	Reports. <i>Rapports—Berichte—Memorias</i>	I, 28, 32, 36, 39
153	Representatives, Special. <i>Émissaires spéciaux—Besondere Vertreter—Representantes especiales</i>	I, 27, 31, 35, 38, 98
154	Research, Thermic. <i>Études thermiques—Thermische Untersuchung—Investigaciones térmicas</i>	II 3
155	Reservoirs. <i>Bassins de retenu—Staubecken—Depósitos</i>	
156	— Silting of. <i>Colmatage de—Verschlammung von—Sedimentación de</i> (See Communications No. 5)	
157	— Storage. <i>de retenu—Staubecken—de retención</i>	V 257
158	Resistivity. <i>Résistivité—Widerstandsfähigkeit—Resistividad</i> (See Electrical Prospecting)	I 198
159	Resolutions. <i>Voeux—Beschluss—Resoluciones</i>	
160	— Congress. <i>Du Congrès—des Kongresses—del Congreso</i>	I 176
161	— Knoxville. <i>De Knoxville—von Knoxville—de Knoxville</i>	I 86
162	Rock-Fill Dams. <i>Barrages en enrochements—Bruchsteinmauerwerk—Presas de mampostería</i> (See Dams, Rock-fill)	

	Vol. Band	Page Seite
163 Round-Table Discussions. <i>Discussions en "table ronde"—</i> <i>"Round-Table" Diskussionen—Discusiones de "mesa redonda"</i>	I	183
Core Drilling for Visual Examination of Foundation Material	I	183
Methods of Sealing Dam Foundations	I	185
Distorted vs. Undistorted Models for Hydraulic Research	I	188
Recent Improvements in Construction Layouts	I	192
Concrete Quality Control	I	194
Resistivity Measurements for Dam Foundation Explorations	I	198
164 Safety of Dams. <i>Securité des barrages—Sicherheit von Talsperren—</i> <i>Seguridad de las presas</i> (See Communication No. 1)		
165 Sessions in Washington. <i>Séances à Washington—Sitzungen in</i> <i>Washington—Sesiones en Washington</i>	I, 28, 31, 35, 38, 45, 47, 57	
166 — Officers. <i>Service—Präsidium—Personal directivo</i>	I	99
167 Shrinkage. <i>Retrait—Schwindung—Retracción</i> (See Cement)		
168 Silting. <i>Colmatage—Verschlammung—Sedimentación</i> (See Communication No. 5)		
169 Spain. <i>Espagne—Spanien—España</i>		
The Analysis of Arch Dams	V	475
Grouting of Masonry Dams	V	489
170 Special Cement. <i>Ciment spécial—Spezialzement—Cemento especial</i> (See Question III)		
171 Special Meeting. <i>Réunion spéciale—Sondersitzung—Sesión especial</i>	I	151
172 Speech Transmission. <i>Transmission des discussions—Übertragung von Ansprachen—Transmisión de los discursos</i>	I, 29, 33, 36, 40, 59	
173 Stability of Earth Dams. <i>Stabilité des barrages en terre—Standfestigkeit von Erddämmen—Estabilidad de las presas de tierra</i> (See Question VII)		
174 Staff. <i>Personnel—Personal—Personal</i>	I	98
175 Subcommittee (International) on Special Cement. <i>Sous-Commission (Internationale) des Ciments Spéciaux—Unterkommission (Internationale) für Spezialzements—Sub-Comisión internacional de los cementos especiales</i> Interim Report on Methods of Testing Cement in Regard to Heat of Hydration, Action on Cement by Water Percolating through Concrete, Shrinkage, Permeability and Workability	II	273
176 Subcommittee, Swedish and Norwegian. <i>Sous-commission suédoise et norvégienne—Schwedische und norwegische Unterkommission—Sub-comisión sueca y noruega</i> A Survey of Recent Scandinavian Literature on Special Cements for Dams and Water-Retaining Structures	II	383

	Vol. Band	Page Seite
177 Sweden. <i>Suède—Schweden—Suecia</i>		
Swedish Cements for Hydraulic Structures	II	181
Employment of Low-Heat Cement in Construction of Vargön Power Station	II	187
Employment of Pansar Cement in Construction of Krångede Power Station	II	189
Practical Experience of Pansar Cement	II	192
New Tentative Standard Specification for Cement in Sweden	II	201
Separation of Water from a Cement Paste	II	205
Workability of Concrete	II	346
Note on the Workability of Concrete	II	359
Design of Shrinkage and Contraction Joints	III	181
Contraction and Expansion Joint in Intake Flume	III	188
Notes on Design of Contraction, Shrinkage and Construction Joints in Concrete Dams	III	190
Stone Facing on Concrete of Hydraulic Structures	III	393
Determination of Depth to Bedrock	IV	145
Method for Taking Earth Samples with the most Undisturbed Natural Consistency	IV	157
Calculation of the Stability of Earth Dams	IV, 445,	463
Discussion, Question III	II, 392, 397,	401
Discussion, Question V	III	488
Discussion, Question VI	IV	226
Discussion, Question VII	IV	642
178 Switzerland. <i>Suisse—Schweiz—Suiza</i>		
Constitution et Étanchement des Joints de Retrait et de Contraction et Dilatation	III	201
Étude des Revêtements des Barrages en Maçonnerie et en Béton	III	401
Geotechnical Studies of Foundation Materials	IV	163
Standfestigkeitsberechnungen von Erddämmen	IV	481
Discussion, Question IV	III	241
179 Temperature, Effects of. <i>Effets de la température—Temperatureffekt—Efectos de la temperatura</i>	II, 123,	231
180 Tours. <i>Tournées—Fahrten—Viajes</i>	I, 29, 33, 37, 40	
181 — Committees. <i>Comités de—Komitees—Comités de</i>	I	101
182 — Study. <i>D'étude—studien—de estudio</i>	I	83
183 — Transcontinental. <i>Transcontinentale — transkontinental — transcontinental</i>	I	75
184 Transactions. <i>Compte-Rendu—Gesamtberichte—Actas y Memorias</i>	I	53
185 Union of Soviet Socialist Republics. <i>Union des Républiques Socialistes Soviétiques—Union der Sozialistischen Sowjetrepubliken—Unión de Repúblicas Socialistas Soviéticas</i>		
Arbeiten des Laboratoriums für Wasserbaustoffe des Wissenschaftlichen Forschungsinstituts für Hydrotechnik (Leninград) auf dem Gebiet der Untersuchung Spezieller Zemente des Wasserbaues	II	249

	Vol. Band	Page Seite
Union of Soviet Socialist Republics. <i>Union des Républiques Socialistes Soviétiques—Union der Sozialistischen Sowjetrepubliken—Unión de Repúblicas Socialistas Soviéticas—Con.</i>		
Resistance to Cracking of Surface Layer of Concrete Gravity Dams	III	417
Use of Bituminous Materials in Construction of High Dams	III	461
Untersuchung unter Berücksichtigung der Geotechnischen Beschaffenheiten des Baugrundes bei Talsperrenprojek-tierung	IV	193
Approximate Determination of Stability of Earth Dams	IV	593
Stability Conditions of Earth Bodies and the Analysis of Slopes and Foundations of Earth Dams	IV	615
Electrical Analogy Applied to Three-dimensional Study of Percolation under Dams Built on Pervious Heterogeneous Foundations	V	73
Construction of Dams by Depositing Rock in Running Water	V	123
Discussion, Question VII	IV	648
186 Union of South Africa. <i>Union Sud-Africaine—Sudafrikanische Union—Unión de Africa del Sur</i>		
Silting of Four Large Reservoirs in South Africa	V	177
187 United States. <i>États-Unis—Vereinigte Staaten—Estados Unidos</i>		
Special Cement for Mass Concrete	II	209
Shrinkage, Contraction and Expansion Joints in Norris Dam	III	225
Engineering Geology of Dam Sites	IV	171
Calculation of the Stability of Earth Dams	IV	505
Proposed Methods of Calculating the Stability of Earth Dams	IV	539
Stability of Embankment Foundations	IV	577
Pressures due to Percolating Water and their Influence upon Stresses in Hydraulic Structures	V	43
Construction of Rock-filled Dams in Flowing Water on the Passamaquoddy Tidal-Power Project	V	103
The Best Means for Preventing Piping	V	139
Silting of Reservoirs Formed by Large Dams: Its Measure-ment and Prevention	V	203
Discussion, Question III	II, 393, 394, 396, 400	
Discussion, Question IV	III, 236, 239, 241, 242	
Discussion, Question V	III, 489, 490	
Discussion, Question VI	IV	224
Discussion, Question VII	IV, 644, 646	
188 Waterproofing of joints. <i>Étanchement des joints—Abdichtung von Fugen—Impermeabilidad de juntas</i> (See Question IV)		
189 Workability. <i>Maniabilidad—Verarbeitbarkeit—Trabajabilidad</i> (See Concrete)		

Table Analytique des Matières

Clef Française

Mode d'Emploi

DANS cette clef, les mots-sujets sont classés par ordre alphabétique et munis de numéros de référence qui renvoient aux mots-sujets de la table analytique des matières (page 563). Ceux-ci sont donnés en anglais et suivies des traductions françaises, allemandes, et espagnols.

On cherchera donc d'abord le mot voulu dans la clef et on notera son numéro de référence. On trouvera alors dans la table analytique des matières, sous le même numéro imprimé en italique, les titres des rapports, rapports généraux, communications et contributions aux discussions qui traitent de la matière en question. En outre, on y trouvera des références auxiliaires indiquant les matières qui, sans former le thème principal d'une publication, sont exposées d'une manière suffisamment détaillée pour justifier une mention.

Algérie	1, 60	Analogie électrique	101
Allemagne	79, 113	Autriche	11, 61
Banquet	12	Barrages voûtes	62
Barrages	59, 89	— —, Analyse des	63
— en blocs de béton	68	— —, Théorie des	64
— en enrochements	88	Bassins	29
— en terre	70	—, Colmatage de	41
— —, Infiltration des eaux	71	— de retenu	29, 96
— —, Stabilité des	72	Belgique	65
— gravité	80	Béton	43
— —, Déformation des	81	—, Composition	44
— —, Sécurité des	37	—, Contrôle de la qualité	48
— —, Théorie des	83	—, Maniabilité	49
—, Modèles des	87	—, Manutention	45
— poids (Voir Barrages-gravité)	80	—, Perméabilité	46
—, Revêtement des	147	—, Préparation	47
— — bitumineux	74	Brésil	14
—, Sols de fondation	75	Brochures	142
— —, Résistivité, Mesure de	76	Bulgarie	15
— —, Scellement des	77	Bureau central	117
Calorimètre.	16	Chili	28, 66
— adiabatique	17	Chine	29, 67
—, Bouteille thermos	19	Ciment	21
— thermoélectrique	18	—, Action de l'eau	22
Canada, Réception au	20	—, Chaleur d'hydratation	23

Ciment, Étude thermique	27	Commission des Grands Bar-	
— pansar	24	rages	31
—, Retrait	25	—, Officiers	34
— spécial	26	—, Organisation	35
Colmatage	41	—, Origine	36
Comité de coordination	55	—, Pays adhérents	33
Comité exécutif	104	—, Sphère d'activité	32
Comité National Américain	2	Communications I, II, etc	37-41
—, Comité exécutif	3	— diverses	42
—, Comités de tournées	8	Compte-Rendu	184
Comité, Membres	4	Congrès des Grands Barrages	50
—, Officiers	5	—, Officiers	51
—, Personnel	6	—, Organisation	52
—, Sous-comités	7	—, Pays participants	53
Comités des tournées	181		
Déformation, Mesure de	81, 93, 94	Discussions en "table ronde".	163
Délégués	95		
Effets de la température	179	États-Unis	92, 187
Emissaires spéciaux	153	Études géotechniques	148
Enregistrement des discussions	151	— photoélasticimétriques	193
Équateur	99	— thermiques	154
Espagne	169	Expositions	105
Étanchement des joints	146		
Fêtes à Washington	110	France	78, 109
Filtration	22, 137		
Grande-Bretagne	115		
Hydratation, Chaleur de	23		
Infiltration	22, 137	Invitations	121
Injection de ciment	116	Italie	84, 122
Interprétation	120		
Japon	85, 123	Joints de retrait	126
Joints de contraction	124, 146	—, Étanchement de	127
— de dilatation	125		
Langues	128		

Maniabilité	49	Membres	10
Masques des barrages	147	Mexique	129
— bitumineux	13, 74	Modèles	87, 163
New York, Sphère d'activité à	131	Norvège	133
—, Comité	132	Noyau d'étanchéité	57
Pansar	24	Plans des chantiers	54
Pays adhérents	33	Pologne	86, 141
— participants	53, 136	Programme	143
Perméabilité	46, 138	Prospection électrique	102
Personnel	174	Publications	144
Question I, II, etc	145-149		
Rapports	152	Retrait	25, 146
Rapports généraux	111	Réunion de clôture	30
Réception au Canada	120	— d'ouverture	134
Rédaction	100	— spéciale	171
Remblais	103	Revêtement des barrages	147
"Renards"	40	— bitumineux	74
Résistivité	102, 158		
Séances à Washington	165	Sous-Commission internationale	175
—, Service des	166	— suédoise et norvégienne	176
Sécurité des barrages	37	Stabilité des barrages en terre	149
Sols de fondation	148	Suède	177
Sondage à carottes	56	Suisse	90, 178
Tchécoslovaquie	69	Tournée transcontinentale	183
Tournées	180	Transmission des discussions	172
— d'études	182		
Union Sud-Africaine	186	U. R. S. S	91, 185
Voeux du Congrès	160	Voeu de Knoxville	161

Sachwortverzeichnis

Deutscher Schlüssel

Gebrauchsanweisung

DIE Schlagwörter in diesem Schlüssel sind alphabetisch geordnet und mit Bezugsnummern versehen, die auf die Standnummern der Schlagwörter des Sachwortverzeichnisses (Seite 563) verweisen. Die letzteren sind in englischer Sprache angegeben und mit einer deutschen, französischen sowie spanischen Übersetzung versehen.

Man suche also zuerst das gewünschte Wort im Schlüssel auf und notiere sich seine Bezugsnummer. Dann schlage man im Sachwortverzeichnis unter dieser in Kursiv gedruckten Nummer nach und man wird die Titel der Berichte, Generalberichte, Mitteilungen und Diskussionsbeiträge finden, in denen der betreffende Stoff behandelt wird. Ausserdem wurde noch eine Anzahl Hilfsverweisungen aufgenommen; diese beziehen sich auf solche Stoffe, die, ohne den Hauptgegenstand einer Veröffentlichung zu bilden, genügend eingehend behandelt sind, um ihre Erwähnung zu rechtfertigen.

Abdichtung von Fugen	146	Amerikanisches Nationales Komitee, Personal	6
Algerien	1, 60	—, Unterkomitees	7
Amerikanisches Nationales Komitee	2	Analogie, elektrische	101
—, Fahrten-Komitees	8	Äquator	99
—, Hauptausschuss	3	Aufnahme von Ansprachen	151
—, Leitung	5	Ausgiessen mit Zement	116
—, Mitglieder	4	Ausstellungen	105
Belgien	65	Beton, Handhabung	45
Berichte	152	—, Kontrolle der Qualität	48
Beschluss des Kongresses	160	—, Verarbeitbarkeit	49
— von Knoxville	161	—, Zusammensetzung	44
Besondere Vertreter	153	Brasilien	14
Beton	43	Bruchsteinmauerwerk	88
—, Bereitung	47	Bulgarien	15
—, Durchlässigkeit	46		
Chile	28, 66	China	29, 67
Deformationsmessung	81, 93, 94	Deutschland	79, 113
Dehnungsfugen	125	Durchlässigkeit	46, 138
Delegierte	95	Durchsickerung	22, 137

Einladungen	121	Erddämme, Durchsickerung von	
Elektrische Bodenuntersuchung .	102	Wasser	71
Empfang in Kanada	20	—, Standfestigkeit	72
Erddämme	70	Erdwälle	103
		Eröffnungssitzung	134
Fahrten	180	Frankreich	78, 109
Fahrten-Komitees	181	Frühdrucke	142
Festessen	12	Fugen, Abdichtung von	127
Frage I, II, usw	145–149		
Generalberichte	111	Gesellschaftliche Veranstaltungen	
Geotechnische Untersuchung .	148	in Washington	110
Gesamtberichte	184	Grossbritannien	115
		Grundbrüche	40
Hauptausschuss	104	Hydratationswärme	23
Hauptquartier	117		
Innenkern	57	Italien	84, 122
Interpretation	120		
Japan	85, 123		
Kalorimeter, adiabatisches . . .	17	Kanada, Empfang in	20
—, thermoelektrisches	18	Konstruktionentwurf	54
—, Thermosflaschen	19	Koordinations-Komitee	55
Länder, Mitglieds	33	Länder, Teilnehmende	53
Mexiko	129	Mitteilungen, Gemischte	42
Mitgliedsländer	33	Modelle	87, 163
Mitteilungen I, II, usw	37–41		
New York, Vorkehrungen und		New York, Komitee	132
Veranstaltungen in	131	Norwegen	133
Österreich	11, 61		
Pansar	24	Polen	86, 141
Personal	174	Programm	143
Photoelastizimetrische Unter-			
suchung	139		
“Round-Table“-Diskussionen .	163		

Schlussitzung	30	Staumauern aus Beton-Blocken	68
Schriftleitung	100	—, Bogen-	62
Schwindfugen	126	—, Analyse von	63
Schwindung	25, 146	—, Theorie von	64
Schweden	177	—, Gewicht-	80
Schweiz	90, 178	—, Deformation von	81
Sicherheit von Talsperren	37	—, Sicherheit von	37
Sitzungen in Washington	165	—, Theorie von	83
—, Präsidium	166	—, Modelle	87
Sondersitzung	171	—, Untergrundes	75
Sondieren mit Hohlbohrern	56	—, Dichtung von	77
Spanien	169	—, Widerstandsfähigkeit, Messung von	76
Spezialzement	145	—, Verkleidung von	147
Sprachen	128	—, Bituminöse	74
Standfestigkeit von Erddämmen	149	Studienfahrten	182
Staubbecken	29	Sudafrikanische Union	186
—, Verschlamung von	41		
Staumauern	59, 89		
Talsperren (Siehe: Staumauern)		Talsperrenkongress, Organisation	52
Talsperren-Kommission	31	—, Teilnehmende Länder	53
—, Aufgabengebiet	32	Taluntergrundes	148
—, Leitung	34	Teilnahme	10
—, Mitgliedsländer	33	Teilnehmende Länder	53, 136
—, Organisation	35	Temperatureffekt	179
—, Ursprung	36	Thermische Untersuchung	154
Talsperrenkongress	50	Transkontinental-Fahrt	183
—, Leitung	51	Tschechoslowakei	69
Übertragung von Ansprachen	172	Unterkommission, Schwedische und norwegische	176
Unterkommission, Internatio- nale	175	U. S. S. R	91, 185
Verarbeitbarkeit	49	Verkleidung von Talsperren	147
Verblendung von Talsperren	147	—, Bituminöse	13, 74
—, Bituminöse	74	Veröffentlichungen	144
Vereinigten Staaten	92, 187	Verschlamung	41
Widerstandsfähigkeit	102, 158		
Zement	21	Zement, Schwindung	25
—, Einwirkung des Wassers	22	—, Spezial-	26
—, Hydratationswärme	23	—, Thermische Untersuchung	27
—, Pansar	24	Zusammenziehungsfugen	124, 146

Índice de Materias

Clave Española

Modo de Usarla

EN esta clave las materias aparecen en orden alfabético y tienen números de referencia que corresponden a los términos del "Índice de Materias." (Página 563.) Estos términos están en inglés y les siguen sus equivalentes en francés, alemán y español.

Primero búscuese en esta clave la materia deseada notando su número o números de referencia. Después, consúltese el número correspondiente que precede a las materias en el "Índice de Materias", donde se encuentran los títulos de las memorias, ponencias generales, comunicaciones y discusiones. Además hay referencias complementarias de asuntos que son de bastante importancia para justificar su mención.

Actas y Memorias	184	Argelia	1, 60
Alemania	79, 113	Asistencia	10
Analogía eléctrica	101	Austria	11, 61
Banquete	12	Brasil	14
Bélgica	65	Bulgaria	15
Calorímetro	16	Comisión, Países adherentes	33
— adiabático	17	—, Personal directivo	34
—, Botella thermos	19	Comité coordinativo	55
— termoelectrico	18	Comité ejecutivo	104
Canadá, Recepción en el	20	Comité Nacional Americano	2
Cemento	21	—, Comité Ejecutivo	3
—, Acción del agua	22	—, Comités de los viajes	8
—, Calor de hidratación	23	—, Miembros	4
— especial	26	—, Personal	6
—, Investigaciones térmicas	27	—, Personal directivo	5
— Pansar	24	—, Subcomités	7
—, Retracción	25	Comités de los viajes	181
Checoslovaquia	69	Comunicaciones I, II, etc.	37-41
Chile	28, 66	— diversas	42
China	29, 67	Congreso de Grandes Presas	50
Comisión de Grandes Presas	31	—, Organización	52
—, Actividades	32	—, Países participantes	53
—, Organización	35	—, Personal directivo	51
—, Origen	36	Cuestión I, II, etc.	145-149

Deformación, Medida de	81, 93, 94	Depósitos de retención	129
Delegados	95	Diques	103
Depósitos	29	Discusiones de "mesa redonda"	163
—, Sedimentación de	41		
Ecuador	99	Estados Unidos	92, 187
Efectos de la temperatura	179	Estudio fotoelastimétrico	139
España	169	— geotécnico	148
Estabilidad de las presas de tierra	149	Exposiciones	105
Folletos	142	Funciones sociales en Wáshington	110
Francia	78, 109		
Gran Bretaña	115		
Hidratación, Calor de	23	Hormigón, Manipulación	45
Hormigón	43	—, Permeabilidad	46
—, Composición	44	—, Preparación	47
—, Control de la cualidad	48	—, Trabajabilidad	49
Idiomas	128	Investigaciones térmicas	154
Impermeabilidad de juntas	146	Invitaciones	121
Infiltración	22, 137	Inyecciones de cemento	116
Interpretación	120	Italia	84, 122
Japón	85, 123	Juntas de retracción	126
Juntas de contracción	124, 146	—, Impermeabilización de las	127
— de dilatación	125		
Memorias	152	Modelos	87, 163
México	129		
Noruega	133	Nueva York, Actividades en	131
Núcleo	57	—, Comité de	132
Oficinas del Comité Americano	117		

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**