

***SEISMICITY
AND DAM DESIGN***

**SISMICITÉ
ET
CONCEPTION DES BARRAGES**



***SEISMICITY
AND DAM DESIGN***

**SISMICITÉ
ET
CONCEPTION DES BARRAGES**



1983

BULLETIN 46

Coordinateur et co-auteur, R.G.T. Lane,
Président, Comité des Aspects Sismiques des Projets de Barrages
Texte original en anglais. Traduction française par
B. Gilg (Suisse) et P. Florentin (France)

*Editor and co-author, R.G.T. Lane,
Chairman, Committee on Seismic Aspects of Dam Design
Original text in English. French translation by
B. Gilg (Switzerland) and P. Florentin (France)*

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:

Les informations, analyses et conclusions auxquelles cet ouvrage renvoie sont sous la seule responsabilité de leur(s) auteur(s) respectif(s) cité(s).

Les informations, analyses et conclusions contenues dans cet ouvrage n'ont pas force de Loi et ne doivent pas être considérées comme un substitut aux réglementations officielles imposées par la Loi. Elles sont uniquement destinées à un public de Professionnels Avertis, seuls aptes à en apprécier et à en déterminer la valeur et la portée et à en appliquer avec précision les recommandations à chaque cas particulier.

Malgré tout le soin apporté à la rédaction de cet ouvrage, compte tenu de l'évolution des techniques et de la science, nous ne pouvons en garantir l'exhaustivité.

Nous déclinons expressément toute responsabilité quant à l'interprétation et l'application éventuelles (y compris les dommages éventuels en résultant ou liés) du contenu de cet ouvrage.

En poursuivant la lecture de cet ouvrage, vous acceptez de façon expresse cette condition.

NOTICE – DISCLAIMER :

The information, analyses and conclusions referred to herein are the sole responsibility of the author(s) thereof.

The information, analyses and conclusions in this document have no legal force and must not be considered as substituting for legally-enforceable official regulations. They are intended for the use of experienced professionals who are alone equipped to judge their pertinence and applicability and to apply accurately the recommendations to any particular case.

This document has been drafted with the greatest care but, in view of the pace of change in science and technology, we cannot guarantee that it covers all aspects of the topics discussed.

We decline all responsibility whatsoever for how the information herein is interpreted and used and will accept no liability for any loss or damage arising therefrom.

Do not read on unless you accept this disclaimer without reservation.

**THE ASSESSMENT OF SEISMICITY
FOR THE DESIGN OF DAMS
WITH
RECOMMENDATIONS FOR
THE OBSERVATION OF DAM AND RESERVOIR SITES**

**LA PRISE EN COMPTE DE LA SISMICITÉ
DANS LA CONCEPTION DES BARRAGES
ET
RECOMMANDATIONS POUR
L'OBSERVATION DES SITES DE BARRAGES ET DE RETENUES**

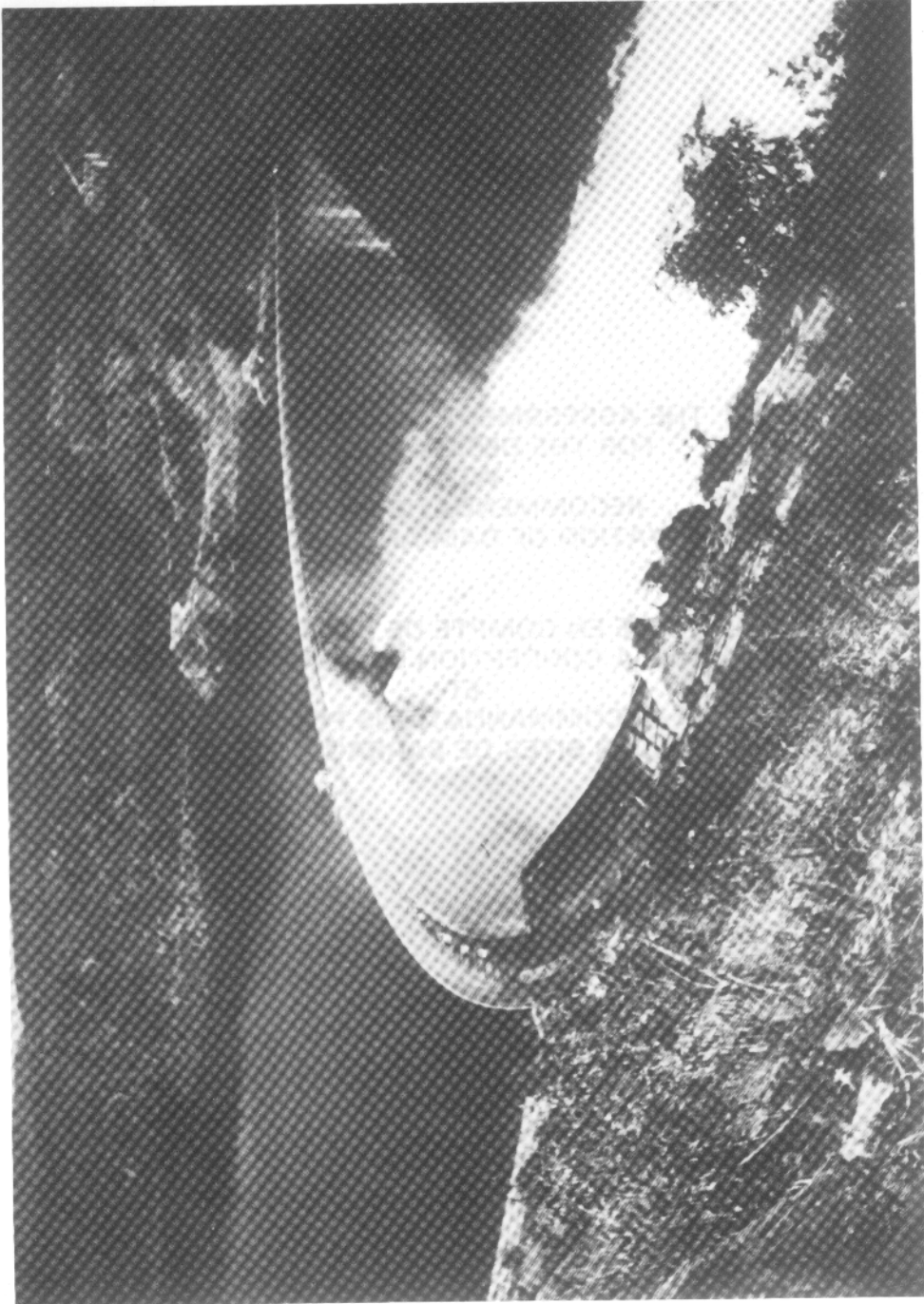


TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	8
PRÉFACE	12
INTRODUCTION	18
1. ÉTUDE DE LA SISMICITÉ DU SITE DU BARRAGE ...	20
2. ÉTUDE DES RISQUES DE SISMICITÉ INDUITE PAR LA RETENUE	30
3. ÉTUDE DU SITE PAR MICROSÉISMES	36
4. PARAMÈTRES DE CHAR- GEMENT SISMIQUE A RE- TENIR POUR LE PROJET - COEFFICIENT DE SÉCU- RITÉ	48
5. INSTRUMENTS DE ME- SURE	56
6. OBSERVATION ET INS- PECTION DES BARRAGES DANS LES ZONES SIS- MIQUES	74
7. COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX LORS DES SÉISMES	88
8. ASPECTS SISMQUES DE LA CONCEPTION ET DU CALCUL DES BARRAGES	104
RÉFÉRENCES	118

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	9
PREFACE	13
INTRODUCTION	19
1. THE ASSESSMENT OF SEISMICITY AT A DAM SITE	21
2. SITE INVESTIGATIONS FOR POSSIBLE INDUCED SEISMICITY AT RESER- VOIRS	31
3. SITE INVESTIGATIONS WITH SMALL EARTH- QUAKES	37
4. EARTHQUAKE LOADING PARAMETERS FOR DE- SIGN - FACTOR OF SA- FETY	49
5. INSTRUMENTATION	57
6. OBSERVATION AND INS- PECTION OF DAMS IN EARTHQUAKE ZONES...	75
7. MATERIAL BEHAVIOUR UNDER EARTHQUAKE..	89
8. SEISMIC ASPECTS IN DAM DESIGN AND ANA- LYSIS	105
REFERENCES	118

BARRAGE DE KARIBA (Zimbabwe, Zambie)
The Central African Power Corporation

Une activité sismique significative a suivi le remplissage de la retenue de Kariba et s'est poursuivie de façon intermittente mais avec une moindre intensité.

KARIBA DAM (Zimbabwe, Zambia)
The Central African Power Corporation

Significant earthquake activity followed the impounding of Kariba Reservoir, and has continued intermittently, but with less intensity.

LISTE DES FIGURES

- Fig. 5.1. — Caractéristiques de fréquence d'un accéléromètre électromagnétique
Fig. 5.2. — Caractéristiques de fréquence d'un accéléromètre mécanique
Fig. 5.3. — Exemple d'un système de mesure dynamique
Fig. 7.1a. — Relation contrainte-déformation dans les essais triaxiaux
Fig. 7.1b. — Paramètres de base pour les relations hyperboliques entre contraintes et déformation
Fig. 7.2. — Définition du module de cisaillement, du coefficient d'amortissement et de l'amplitude de distorsion
Fig. 7.3. — Facteur d'accroissement de la résistance dynamique — Vitesse de chargement

LISTE DES PHOTOS

- Photo 1 : Barrage de Kariba (Zambia/Zimbabwe)
Photo 2 : Sismomètres électromagnétiques (Electric Power Devlpt Co. — Japn)
Photo 3 : Centre d'enregistrement des mesures (Tokyo Electric Power Co., Japon)
Photo 4 : Barrage de Sheffield (Etats-Unis)
Photo 5 : Retenue de San Luis, Californie (Etats-Unis) : Tranchée
Photo 6 : Barrage de Casitas, Californie (Etats-Unis) : Chambre des mesures
Photo 7 : Barrage de Casitas, Californie (Etats-Unis) : Intérieur de la chambre
Photo 8 : Barrage de Lar (Iran)
Photo 9 : Barrage de Latiyan (Iran)

LIST OF FIGURES

- Fig. 5.1. — Frequency characteristics of electro-magnetic accelerometer
Fig. 5.2. — Frequency characteristics of mechanical accelerometer
Fig. 5.3. — Example of dynamic measuring system
Fig. 7.1a. — Stress-strain curve for triaxial tests
Fig. 7.1b. — Basic parameters for hyperbolic stress-strain curves
Fig. 7.2. — Definition of shear modulus, damping ratio and strain amplitude
Fig. 7.3. — Dynamic strengthening factor — Loading rate

LIST OF PHOTOS

- Photo 1 : Kariba Dam (Zambia/Zimbabwe)
Photo 2 : Electromagnetic seismometers (Electric Power Devlpt Co — Japan)
Photo 3 : Measuring and recording center (Tokyo Electric Power Co., Japan)
Photo 4 : Sheffield Dam (USA)
Photo 5 : San Luis Reservoir area, California (USA) : Trench
Photo 6 : Casitas Dam, California (USA) : Instrument housing
Photo 7 : Casitas dam, California (USA) : Interior of housing
Photo 8 : Lar Dam (Iran)
Photo 9 : Latiyan Dam (Iran)

AVANT-PROPOS

Les missions et la composition du Comité des « Aspects sismiques des projets de barrages », qui fut chargé de la préparation de ce rapport, sont donnés ci-après :

1) MISSIONS DU COMITÉ

Le Comité devra étudier les tremblements de terre sous tous les aspects relatifs aux projets et construction de barrages. Il tiendra compte de la publication de la CIGB « Le calcul sismique des barrages » (Bulletin 27) qui constitue un document de travail pour les études ultérieures.

En plus, le Comité rassemblera des informations sur les phénomènes sismiques de la croûte terrestre en relation avec la mise en eau de nouvelles retenues. Le Comité tiendra compte de l'état actuel des recherches, observations et autres investigations sur les tremblements de terre, leur prévision et leur déclenchement. Il se mettra en relation, si besoin est, avec d'autres comités de la CIGB, avec l'UNESCO et avec d'autres organismes actifs dans ce domaine.

2) COMPOSITION DU COMITÉ

Le Comité fut constitué lors de la 43^e Réunion Exécutive tenue à Téhéran en 1975. Les pays suivants sont représentés :

Grande-Bretagne	(Président)	R.G.T. Lane
Yougoslavie		A. Bozovic
Portugal		J.O. Pedro
Etats-Unis	(G.W. Housner) puis	H. Bolton Seed
Japon		S. Mimura
Afrique du Sud		D.C. Midgley (jusqu'en 1980)
Inde	(Y.K. Murthy) puis	M.S. Reddy
Italie	G. Oberti et	A. Castoldi
Suisse	(G. Lombardi) puis	B. Gilg
Chine	Shen Chonggang et	Chen Hou-Chun
URSS		A. Kirillov
Iran		S. Mortazavi
(*) Argentine	E. Aisiks et	A.J.L. Bolognesi

(*) nommée membre du Comité à la 45^e Réunion Exécutive de Salzbourg en 1977.

FOREWORD

The terms of reference and the composition of the Committee on « Seismic Aspects on Dam Design », which was in charge of this report, are as follows :

1) TERMS OF REFERENCE

The Committee shall study earthquakes in all their aspects related to dam engineering. It will consider ICOLD publication 'A review of earthquake resistant design of dams' as a working document for further review.

The committee will also gather information on seismic crustal phenomena associated with impounding of new reservoirs. The committee will consider the present status of research, observation and other investigations on earthquakes, their prediction and triggering. It must have liaison as may be appropriate with other committees of ICOLD, with UNESCO and other organisations doing work in this field.

2) COMPOSITION OF THE COMMITTEE

The Committee was inaugurated at the 43rd Executive Meeting in Tehran in 1975.

The nominated list of countries represented was :

Great Britain	(Chairman)	R.G.T. Lane
Yugoslavia		A. Bozovic
Portugal		J.O. Pedro
USA	(G.W. Housner) now	H. Bolton Seed
Japan		S. Mimura
South Africa		D.C. Midgley (retired 1980)
India	(Y.K. Murthy) now	M.S. Reddy
Italy	G. Oberti and	A. Castoldi
Switzerland	(G. Lombardi) now	B. Gilg
China	Shen Chonggang and	Chen Hou-chun
USSR		A. Kirillov
Iran		S. Mortazavi
(*) Argentina	E. Aisiks and	A.J.L. Bolognesi

(*) at the 45th Executive Meeting, Salsburg, 1977.

REMERCIEMENTS

Les auteurs de la première version des chapitres de ce rapport sont nommés ci-après. Il fut nécessaire de réviser le rapport à la suite de la conférence organisée par l'ICE (*) en octobre 1980, afin de tenir compte des nouvelles informations. Ceci fut entrepris par l'auteur de cette préface qui remercie chaleureusement de leur collaboration tous les autres auteurs et tous ceux qui lui ont envoyé des commentaires dont il a tenu grand compte. Une reconnaissance particulière est adressée au Président d'alors de la CIGB, Pierre Londe.

Introduction	le Comité de l'Environnement : E.T. Haws (Grande-Bretagne), R.D. Harza (Etats-Unis), S. Aki (Japon), M. Mrvos (Yougoslavie)
Chapitre 1	A. Bozovic (Yougoslavie)
Chapitre 2	D.C. Midgley et ses collègues (Afrique du Sud)
Chapitre 3	R.E. Long (Grande-Bretagne)
Chapitre 4	E. Aisiks (Argentine) B. Gilg (Suisse) — Section sur le coefficient de sécurité
Chapitre 5	S. Mimura (Japon) T. Kato (Japon)
Chapitre 6	H. Bolton Seed et ses collègues (Etats-Unis)
Chapitre 7	Le Comité des Matériaux pour Barrages — P. Bertacchi (Italie) J.R. Graham (Etats-Unis)
Chapitre 8	Le Comité des Calculs et de la Conception des Barrages — O.C. Zienkiewicz (Grande-Bretagne)

(*) ICE = Institution of Civil Engineers, 1-7 Great George Street, Westminster, LONDON SW1P 3 AA, UK.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors of the first drafts of the Chapters of this report are listed below. It was necessary to revise the report after the ICE (*) Conference, held in London in October 1980 in order to include new information. This has been done by the Editor who wishes to thank the authors for their co-operation in making these changes. He also wishes to thank all those who have sent him comments — account has been taken of these. He is particularly grateful to P. Londe who was at that time President, ICOLD.

Introduction	The Committee on the Environment : E.T. Haws (Great Britain), R.D. Harza (USA), S. Aki (Japan), M. Mrvos (Yugoslavia).
Chapter 1	A. Bozovic (Yugoslavia)
Chapter 2	D.C. Midgley and colleagues (South Africa)
Chapter 3	R.E. Long (Great Britain)
Chapter 4	E. Aisiks (Argentina) B. Gilg (Switzerland) — Section on Factor of Safety
Chapter 5	S. Mimura (Japan) T. Kato (Japan)
Chapter 6	H. Bolton Seed and colleagues (USA)
Chapter 7	The Committee on Materials — P. Bertacchi (Italy) J.R. Graham (USA)
Chapter 8	The Committee on Analysis and Design — O.C. Zienkiewicz (Great Britain)

(*) ICE = Institution of Civil Engineers, 1-7, Great George Street, Westminster, LONDON, SW 1P, 3AA, UK.

PRÉFACE

1. Le Comité des Aspects Sismiques des Projets de barrages fut constitué en 1975 lors de la 43^e Réunion Exécutive de la Commission Internationale des Grands Barrages. Les missions de ce Comité et la liste des membres sont données dans l'Avant-Propos.

Le premier soin du Comité a été d'élaborer un questionnaire qui fut distribué à tous les Comités Nationaux (lettre circulaire N° 798). Les 15 réponses reçues ont permis au Comité de publier le bulletin CIGB N° 27 (mars 1975) et ont en même temps servi d'idées directrices pour l'activité future (1). Le questionnaire était présenté comme un document de travail adressé aux maîtres d'ouvrage de barrages situés dans des zones sismiques afin qu'ils puissent effectuer des relevés d'observation de leurs ouvrages. Les recommandations du Comité concernant l'observation des ouvrages font maintenant partie intégrante du chap. 6 du présent rapport.

Depuis la constitution du Comité, quelques conférences importantes ont été organisées, apportant des éléments nouveaux aux recherches effectuées dans ce domaine dont on a tenu compte dans ce rapport. Parmi les plus importantes conférences, citons :

- la Conférence Intergouvernementale sur l'évaluation et l'atténuation des conséquences des risques sismiques (UNESCO, 1976),
- le Symposium International sur la prévision des séismes (UNESCO, 1979),
- la Question 51 du 13^e Congrès de la CIGB (New Delhi, 1979) sur la résistance des barrages aux tremblements de terre,
- la Conférence sur les barrages et les tremblements de terre (ICE, Londres, 1980).

Il est incontestable que de considérables progrès ont été faits depuis et qu'ils se poursuivent d'ailleurs de jour en jour. Pour contribuer à l'amélioration des projets il est urgent de coordonner l'auscultation des barrages en service avec l'étude de la sismicité des sites. Le rapport du Comité s'adresse aussi bien aux maîtres d'ouvrage de barrages et de réservoirs qu'aux ingénieurs chargés du projet et de la construction.

Bien que le travail exécuté par le Comité ait ouvert une bonne voie vers la solution de beaucoup de problèmes antérieurs, il existe néanmoins toujours de nombreuses questions sans réponse. C'est pourquoi nous avons établi une liste de sujets qui exigent encore des études et des recherches. Cette liste, faisant l'objet de la lettre circulaire N° 875, a été adressée par le Bureau Central de la CIGB aux Comités Nationaux. Les organismes de recherche et les chercheurs qui traiteront de ces problèmes rendront un service appréciable à notre profession (2).

2. L'objectif de l'étude des « aspects sismiques des projets de barrages » est de fournir une garantie de sécurité absolue pour tous les barrages en service et en cours d'élaboration ; et c'est précisément l'expérience acquise avec les barrages existants qui sert de base aux projets futurs. Le présent rapport traite donc aussi bien des questions soulevées lors de l'élaboration des projets que des problèmes de reconnaissance et d'auscultation car il est essentiel de considérer l'ensemble de tous ces aspects.

(1) Un résumé des réponses aux questions 2 et 3 de la lettre circulaire N° 798 a été préparé par le Dr. Castoldi. Cette lettre, ainsi que les résumés de toutes les réponses, ont été distribués aux membres du comité et des copies en anglais sont déposées au Bureau Central de la CIGB.

(2) Le résumé des réponses à la lettre circulaire N° 875 a été distribué aux membres du comité et des copies (en anglais) sont déposées au Bureau Central.

PREFACE

1. The Committee on "Seismic Aspects of Dam Design" was inaugurated at the 43rd Executive Meeting of ICOLD in 1975. The Terms of Reference of the Committee and the list of committee members are given in the Foreword.

The first action by the Committee was to prepare a questionnaire to be sent to all National Committees (Circular Letter No. 798). The fifteen positive replies enabled the Committee to bring up to date the data which had formed the basis of ICOLD Bulletin No. 27 "A Review of Earth Resistant Design of Dams" (March 1975) and provided guidance for the future work of the Committee (1). The questionnaire was presented as a working document for the owners of dams in zones of earthquake activity concerning keeping records of their dams. The Committee's recommendations for records are now included in Chapter 6 of this report.

Since the Committee was formed there have been important conferences which have presented new data and the results of research in this field of work. Salient information is included in this report. The principal conferences were:

- Intergovernmental Conference on the Assessment and Mitigation of Earthquake Risk — Unesco 1976
- International Symposium in Earthquake Prediction Seismicity and Dam Design — Unesco 1979
- (Question 51) at the Thirteenth Congress of ICOLD, New Delhi, 1979
- Design of Dams to Resist Earthquake, I.C.E. London, 1980

Considerable advances have been made during this time and still continue. There is an urgent need to co-ordinate the observation of existing dams with the investigation of site seismicity leading to improvement in design aspects. The Committee's report is therefore especially addressed to owners of dams and reservoirs as well as to the engineers concerned with planning and design.

The work which has been done has gone a long way towards resolving early problems; but there are many unanswered questions. The Committee has therefore prepared a comprehensive list of subjects where investigation and research are needed. This has been sent to National Committees by ICOLD Central Office as Circular Letter No. 875. Research organisations and individuals tackling these problems will render good service to dam engineering (2).

2. The ultimate aim of the studies of "Seismic Aspects of Dam Design" is to ensure the absolute safety of all dams, both existing and projected; and it is the experience with existing dams which forms the basis for the design of new dams. This report gives equal emphasis to the problems of design and to investigation and monitoring at dam sites. It is essential to consider all these aspects together.

1) An appraisal of the replies to questions 2 and 3 of Circular Letter No. 798 was prepared by Dr. Castoldi. This, and summaries of all replies have been circulated to committee members and copies deposited with ICOLD Central Office (in English, only).

2) The summary of replies to Circular Letter No. 875 has been circulated to committee members and copies deposited with ICOLD Central Office (in English, only).

2.1. AUSCULTATION DES BARRAGES

L'auscultation des barrages au moyen de forces vibrantes de faible intensité s'est révélée être à la fois une méthode utile et pratique pour vérifier les fréquences propres de l'ensemble de l'ouvrage et de ses fondations. C'est l'amplitude de la réponse à un séisme de vraie grandeur qui déterminera la sécurité de la construction. L'expérience a montré que les structures importantes répondent de façon analogue aux « bruits naturels » (vent) et, dès lors, les fréquences peuvent être mesurées sans excitations artificielles. De futures études permettront peut-être de trouver une méthode de contrôle du comportement d'un barrage pour observer les changements de propriétés des matériaux et les détériorations.

Les quelques exemples de rupture de barrages, et les études théoriques qui ont suivi ont montré que la liquéfaction et les instabilités de pente sont les principales causes d'une rupture soit définitive soit imminente de plusieurs barrages en remblai. Les dommages causés par des secousses modérées, tels que tassements et fissurations, peuvent être la conséquence d'autres caractéristiques du comportement des matériaux. C'est pourquoi il est important d'étudier tous ces phénomènes pour être en mesure de vérifier correctement le comportement et de réduire les risques de dommages et le travail d'entretien.

2.2. SECOUSES DU SOL ET RÉPONSE DU BARRAGE

Les enregistrements montrent que les secousses provoquées par un tremblement de terre se composent de vibrations verticales et horizontales dans toutes les directions et qui sont toutes du même ordre de grandeur. Les modes de réponse du barrage ont d'autre part tendance à suivre la direction verticale et les deux directions horizontales longitudinalement et transversalement à la vallée. Il faut donc tenir compte de tous ces éléments dans la détermination du comportement du barrage.

2.3. CRITÈRES POUR LE COMPORTEMENT DES BARRAGES EN BÉTON ET EN REMBLAI

La principale difficulté se manifeste lors de la détermination des limites tolérables de l'effet d'un séisme sur un barrage. Il faut considérer à la fois les contraintes et les déformations. En général, les conditions suivantes sont basées sur l'hypothèse que la charge dynamique se superpose à toute combinaison possible des charges statiques.

2.3.1. Barrages en béton

Le plus grand tremblement de terre possible (MCE (1)) ne doit pas provoquer :

- a) le glissement du barrage sur sa fondation
- b) l'ouverture de joints et de fissures telle qu'une perte d'eau incontrôlable se produise ou que le barrage puisse se rompre
- c) le déplacement de blocs ou de sections de la partie supérieure
- d) l'endommagement de l'évacuateur de crue ou d'autres organes hydrauliques engendrant des conditions dangereuses.

Le tremblement de terre de dimensionnement (DBE (2)) ne doit pas provoquer de contraintes de traction, de compression ou de cisaillement entraînant des dommages ou des déformations permanentes majeures soit à la fondation elle-même soit à l'ouvrage par rapport à la fondation. Les organes hydrauliques ne doivent également pas devenir

(1) Maximum credible earthquake.

(2) Design basis earthquake.

2.1. OBSERVATION OF DAMS

The application of small vibratory forces to dams has proved to be a useful and practical method to verify the natural response of the structure-foundation complex. It is the amplitude of this response to full-scale earthquake which will determine the safety of the structure. Experience has shown that large structures respond similarly to natural ambient noise (wind), and in these cases the response can be measured without artificial excitation. Further investigation may provide a method to monitor dam behaviour in order to observe changes in material properties and deterioration.

The limited experience of dam failures, and theoretical studies based on this experience have demonstrated that liquefaction and slope failures were the cause of ultimate or near collapse of some embankment dams. The damage which results from moderate shaking, usually settlement and cracking, will be due to other features of material behaviour, and it is important therefore to investigate all these effects in order to interpret correctly the observed behaviour of dams, and to minimise the risk of damage and maintenance problems.

2.2. GROUND MOTION AND RESPONSE

Records show that ground motions due to earthquake contain horizontal components in all directions and vertical components, all of the same order of magnitude. Dam response contains natural modes along and across the valley and in the vertical direction. It is necessary, therefore, to consider all these components in the determination of dam performance.

2.3. CRITERIA FOR CONCRETE AND EMBANKMENT DAM PERFORMANCE

A most difficult problem for the engineer is to define the limit when the effect of earthquake on the dam becomes unacceptable. Both stress and deformation have to be considered. In general terms the following conditions apply, the dynamic loading being additional to any possible combination of static loads.

2.3.1. Concrete dams

The maximum credible earthquake (MCE) should not cause the dam

- (a) to slide on its foundation or at the abutments;
- (b) to open at joints or cracks to the extent that uncontrolled leakage takes place; or to fail by local crushing;
- (c) blocks or sections of the upper part to be displaced;
- (d) spillways and hydraulic controls to be damaged to the extent that dangerous conditions develop.

When subjected to the design basis earthquake (DBE), tensions, compressions or shear in the concrete should not cause permanent distortion, nor should there be any significant permanent displacement of the foundation or of the dam relative to the foundation. Hydraulic controls should not be rendered inoperable. It is to be noted that for a given

inutilisables. Il faut noter que pour un tremblement de terre donné, les secousses sismiques les plus agressives dépendent du type de barrage, et on doit tenir compte de cette interaction entre le tremblement de terre et la structure.

2.3.2. Barrages en remblai

Le MCE ne doit pas provoquer :

- a) la rupture du barrage par liquéfaction des matériaux de l'ouvrage ou de la fondation
- b) la rupture en raison d'un glissement du talus ou de la fondation
- c) la perte de la revanche
- d) l'apparition de pertes d'eau incontrôlables à travers des fissures de l'ouvrage ou le long du contact entre l'ouvrage et la fondation ou les constructions attenantes
- e) l'endommagement de l'évacuateur de crue ou d'autres organes hydrauliques engendrant des conditions dangereuses.

Il est d'autre part difficile de définir les conditions limites en cas de DBE. Quelques glissements mineurs, voire même quelques déformations permanentes, sont possibles et acceptables. Malgré cela, la résistance du barrage ne doit pourtant pas être remise en question. L'utilisation du DBE dans les calculs du projet ne sert qu'à estimer les mouvements possibles. Les structures des ouvrages annexes et les organes hydrauliques de contrôle doivent rester en état de fonctionnement.

3. CONSIDÉRATIONS POUR L'AVENIR

Pour améliorer la qualité des données de base, des procédures systématiques d'échange et de coopération devront être définies :

- a) entre maîtres d'ouvrage, exploitants, ingénieurs de projet et ingénieurs de recherche et
- b) entre sismologues, géologues et ingénieurs.

La distribution des informations doit être assurée sur le plan international.

Les maîtres d'ouvrage devraient organiser l'inspection de leurs barrages et améliorer ceux qui nécessiteraient un entretien voire même une meilleure stabilité en cas de séisme. Tous les nouveaux barrages devront être dimensionnés avec une sécurité suffisante contre les tremblements de terre.

Dans le domaine des recherches et projets, une attention toute particulière doit être accordée à l'influence de la composante verticale des secousses du sol. Des études sur modèle à trois dimensions sont indispensables pour considérer de façon réelle le comportement de l'ouvrage : un modèle simple à trois dimensions peut apporter plus que la sophistication d'un modèle à deux dimensions.

earthquake the most aggressive ground motions depend on the type of dam — it is the “earthquake-structure” coupling that must be taken into account.

2.3.2. Embankment dams

The MCE should not cause the dam

- (a) to fail due to liquefaction of material in the dam or its foundations;
- (b) to collapse due to movement at a slip surface in the slope or through the foundation;
- (c) to lose its freeboard;
- (d) to develop uncontrolled leakage through cracks or at interfaces with structures or abutments;
- (e) spillways and hydraulic controls to be damaged to the extent that dangerous conditions develop.

It is very difficult to define what should be limiting conditions when an embankment dam is subjected to the DBE. Some yield and permanent distortion is probable, and can be accepted. Although this has happened, the strength of the dam is not significantly impaired. The application of the design earthquake to the dam in the design process serves only to provide an estimate of possible movement. The associated structures and hydraulic controls should remain operable.

3. CONSIDERATIONS FOR THE FUTURE

In order to improve the quality of data, systems for automatic co-operation and communication should be established

- a) between owners, maintenance engineers, design engineers and research engineers and
- b) between seismologists, geologists and engineers.

The distribution of information internationally must also be ensured.

Each owner should arrange the inspection of his dams and the improvement of any dam found to need maintenance or increased stability against earthquake. All new dams should include safeguards for resisting seismic forces.

In the fields of academic research and design, greater attention must be paid to the influence of the vertical components of ground motion. Three-dimensional studies are necessary to provide a true demonstration of structure behaviour —there could be greater benefit from a relatively simple 3-D study than from increased sophistication in the 2-D model.

INTRODUCTION

LES BARRAGES, LA SISMICITÉ ET L'ENVIRONNEMENT

Un barrage et sa retenue sont influencés par l'environnement dans lequel ils se trouvent tout en apportant en même temps un changement à celui-ci. Si la région est dans une zone d'activité sismique, la présence du barrage et de la retenue peut influencer la nature et la probabilité des événements d'origine sismique.

Conception parasismique des barrages

Depuis longtemps, on pare aux effets sismiques en augmentant la résistance des barrages lors de l'élaboration des projets. Mais ces dernières années l'aspect scientifique de la conception parasismique a progressé rapidement et des méthodes modernes sont à la disposition de l'ingénieur lui permettant de dimensionner des barrages supportant les forces sur les structures et les ondes de surface dans la retenue lors d'un séisme. Grâce aux rapides progrès scientifiques de la sismologie, les barrages peuvent aujourd'hui être analysés du point de vue de leur comportement dynamique sous divers genres de secousses sismiques. La technique des mesures sur le site et en laboratoire de la résistance dynamique des matériaux du barrage et de sa fondation s'est améliorée, ainsi que la pratique et les techniques de construction des barrages, réduisant ainsi le risque de liquéfaction et de fissuration pour les remblais. La technique de la précontrainte, l'amélioration de la qualité du béton et des systèmes de drainage dans la fondation garantissent une meilleure sécurité. Ainsi les projets de barrages conçus et exécutés selon les règles de l'art ne présentent plus de risque important pour la population et pour l'environnement.

Sismicité due au remplissage de la retenue

L'état actuel des connaissances sur la sismicité provoquée par la retenue est donné au chapitre 2. Les effets possibles sur le barrage et les caractéristiques des environs peuvent être estimés, et pris en compte dans la conception du barrage et de ses ouvrages annexes. Selon certaines théories, le remplissage de la retenue peut dégager l'énergie sismique accumulée par une série de petites secousses, ce qui semble bien préférable aux conditions naturelles dans lesquelles l'énergie sismique accumulée au cours des ans se dégage très irrégulièrement en de fortes secousses. On a souvent admis que le tremblement de terre induit par le barrage et sa retenue ne pouvait pas être plus important que celui qui se produirait naturellement, mais des réflexions récentes sur le mécanisme en question laissent comprendre que cette limitation n'est pas justifiée. Il serait prudent de mettre rapidement en vigueur un règlement sur la conception parasismique des structures, parce que la réalisation d'un aménagement qui comprend un barrage attire souvent d'autres constructions.

La mise en place d'un réseau d'instruments de mesure sur les sites de barrages fera avancer les études scientifiques de la sismicité induite et aidera probablement à la prévision, et ainsi à la prévention, des événements dangereux causés par l'activité locale (chapitre 3).

Barrages existants

Des progrès considérables ont été faits ces dernières années dans l'analyse de la stabilité et de la résistance aux effets sismiques des vieux barrages. Leurs fondations ont été étudiées par des forages et d'autres méthodes, et on a procédé à leur renforcement si nécessaire ou même, cas limite, à leur remplacement. De tels travaux ont été réalisés en Chine et aux Etats-Unis par exemple.

On peut ainsi dire que les risques pour la population et pour l'environnement liés au comportement des vieux barrages lors de séismes diminue d'année en année.

INTRODUCTION

DAMS, SEISMICITY AND THE ENVIRONMENT

A dam and the reservoir it creates are affected by the environment in which they are placed, and they in turn change the environment. Earthquake activity can also affect the environment, and the nature and probability of the hazards due to earthquake will be changed by the presence of the dam and reservoir.

Design of dams to resist earthquake

Dam design has for a long time provided extra strength to resist earthquake conditions. In recent years the science of dam design has progressed rapidly and advanced methods of design to resist earthquake are available. These enable dams to withstand the forces on the structures and the effects of surface waves on the reservoir which could result from earthquake. The science of seismology has also made rapid advances, and the dams are studied, analysed and their dynamic behaviour evaluated when subjected to a wide range of earthquake shocks. Site and laboratory techniques which measure the dynamic strengths of the dam and foundation materials have improved — as also have the practices and techniques of dam construction, thus substantially reducing the risk of vibration — induced liquefaction and cracking in embankments. Post tensioning techniques, improved quality of concrete and better foundation drainage systems all provide for much greater safety against earthquake. The modern, well designed and well constructed dam does not present a significant risk to the public or the environment.

Reservoir induced seismicity

The present position in regard to studies of reservoir induced seismicity is given in Chapter 2. The possible effects on the dam and the natural features of the environment can be assessed and taken into account in the planning and design of the dam and associated works. There is a school of thought that the operation of the reservoir may release accumulated seismic energy in a series of small earthquakes, which might be preferable to a natural condition where the seismic energy would build up over a period of years and be infrequently released in strong earthquakes. It has often been assumed that a dam and reservoir cannot induce a larger earthquake than that to be expected from natural causes at a given site, but more recent assessments of the mechanisms involved suggest that this limitation may not necessarily apply. It is prudent to put into effect immediately any regulations governing aseismic design of structures as the completion of a development which includes a dam and reservoir often attracts other development.

The provision of an instrument network at the dam site will further the scientific study of induced seismicity and could possibly help in anticipating, and thereby averting, any harmful affects of local activity (Chapter 3).

Existing Dams

Considerable progress has been made in recent years in re-analysing the strength and stability of old dams in seismic zones. Foundations of such dams have been investigated by drill holes and other methods, and steps taken to strengthen them if necessary, or to replace them entirely if no re-inforcing method can be applied. Such work has been carried out in the U.S.A. and China for example.

It can be said that each year the risk to the public and the environment from earthquake damage to older dams is significantly reduced.

1. ÉTUDE DE LA SISMICITÉ DU SITE DU BARRAGE

1.1. LE PROBLÈME

La détermination de la sismicité se rapporte d'une part aux besoins de la population et d'autre part à ceux du maître d'ouvrage. En cas de nouveaux barrages, elle sert à l'évaluation des paramètres du projet.

L'élaboration du projet se fait en deux étapes : la première est la conception de l'ouvrage qui doit répondre aux nécessités de l'aménagement et du site, et la seconde est le dimensionnement justifiant la stabilité du barrage et de sa fondation sous différents cas de charge.

La sismicité du site peut aussi être traitée en deux phases, la première étant l'évaluation de la probabilité et du degré des secousses sismiques et, la deuxième, la traduction de ses observations en paramètres de calcul.

1.2. COLLECTE DES DONNÉES

En premier lieu, il faut rassembler toutes les données appropriées. On distingue trois catégories :

1.2.1. Divers organismes mettent à disposition des enregistrements de séismes, dont le « Centre International de Sismologie (ISC) » à Newbury (Grande-Bretagne), le « U.S. Geological Survey », Colorado, et d'autres organismes nationaux. Elles fournissent des informations sur les magnitudes, les épicentres et les profondeurs de tous les séismes qui sont enregistrés dans le monde entier au moyen de réseaux d'instruments pour de fortes secousses. On peut y trouver des données enregistrées sur les séismes des 50 dernières années et même sur quelques-uns qui datent du début de ce siècle. Des informations complémentaires fournies par des réseaux locaux et des sources non scientifiques y sont parfois ajoutées.

1.2.2. Des données historiques ont été notées par de nombreuses civilisations et ces informations se rapportent parfois à des événements très anciens dans certaines parties du monde. Des synthèses de telles données ont été établies dans le cadre d'études préliminaires (cartes sismo-tectoniques) pour des aménagements nucléaires.

1.2.3. Les phénomènes géologiques peuvent déceler une activité sismique qui s'est produite il y a plusieurs milliers d'années.

Notre connaissance des phénomènes qui se passent dans la croûte terrestre s'est améliorée au cours des dernières décennies. Il est maintenant évident que les tremblements de terre sont associés à l'existence de failles et que des mouvements soudains le long d'une partie de ces failles dégagent de l'énergie, qui se propage de la zone de libération sur de grandes distances, en provoquant des secousses. L'intensité est ainsi fonction de la distance au foyer. Les secousses sismiques près de la zone de faille sont directement influencées par la nature du mouvement de cette faille, mais la vibration est aussi influencée par la réaction des matériaux à travers lesquels elle se propage. En terme général, on peut dire que :

- a) les vibrations de courtes périodes ont tendance à être atténuées avec la distance
- b) la profondeur et la nature des dépôts de terrain meuble peuvent causer une amplification de l'accélération et de la vitesse à la surface.

1. THE ASSESSMENT OF SEISMICITY AT A DAM SITE

1.1. THE PROBLEM

Assessment of seismicity is related to the needs of both the public and the owner of a dam, and in the case of a new dam, to the parameters required for design.

Dam design is a two part procedure — firstly the conception, when the structure is proportioned to fulfill the needs of the scheme, and to fit the valley; — secondly, the stress analysis to confirm the stability of the structure and its foundations under all conditions of loading.

Site seismicity can also be considered in two stages — firstly the assessment of the hazard and the degree of shaking due to earthquake, and secondly, the translation of these effects into parameters which constitute the input for stress analyses.

1.2. ASSEMBLY OF DATA

The first step in the assessment of seismicity is the collection of relevant data. There are three categories of information:

1.2.1. Instrumental records are available from such organisations as the International Seismological Centre (ISC) at Newbury, England, the U.S. Geological Survey, Colorado, and other national organizations. These provide data on magnitudes, epicentres and depths of all events recorded by networks of strong motion instruments throughout the world. Good instrumental data is available for events in the last 50 years or so, but some teleseismic data is also available for the early part of this century. The data is processed to provide the best possible assessments of magnitude and locations from the many records of each event. In some cases additional data is available from local strong motion instruments and non-instrumental sources.

1.2.2. Historical information is available in the literature of many civilized communities and may go back centuries for some parts of the world. In particular, such data syntheses have been made as part of the preliminary surveys (seismic-tectonic maps) for nuclear plants.

1.2.3. Geological evidence of activity can usefully extend the period of approximate data for thousands of years.

Our knowledge of crustal phenomena has developed greatly over the last few decades. We know that earthquakes are associated with faulting, and that sudden movement over part of the fault area releases the energy which travels from the zone of energy release to great distances, causing shaking. The effects of earthquake therefore differ according to the distance of the point of consideration from the focal zone. Ground motions near the fault zone are directly affected by the nature of the fault movement; but also the vibratory motion is affected by the response of the materials through which it travels, and in general terms,

- (a) short period vibrations tend to be filtered out with increasing distance;
- (b) the depth and nature of surface deposits may cause amplification of accelerations and velocities at the surface.

En plus, les événements sismiques sont la conséquence d'une accumulation de contraintes et leur répartition dans l'espace et le temps est très variable. Il est évident que dans quelques cas les secousses se produisent le long des failles importantes. Les événements sismiques semblent se produire en essaims, séparés par des intervalles de temps longs et irréguliers. Il est ainsi nécessaire de rassembler les informations de toutes les sources mentionnées ci-dessus afin de déterminer le risque sismique en terme de probabilité de magnitude.

1.3. ESTIMATION DE LA SISMICITÉ DU SITE SUR LA BASE DE DONNÉES

1.3.1. Les enregistrements de séismes sont interprétés par les sismologues afin d'indiquer les magnitudes et les coordonnées du foyer aussi exactement que possible. L'intensité au site du barrage sera alors estimée et traduite par des lois d'atténuation en termes d'accélération ou de vitesse maximale. Il existe de nombreuses lois d'atténuation. Dans son étude sur des projets de grands barrages en Irak du Nord, Tosic donne une liste de 10 de ces lois, mais il en existe beaucoup plus. Dans la littérature, on ne trouve malheureusement que peu d'indications sur la manière d'utiliser ces relations et il est ainsi recommandé de déterminer les risques en appliquant plusieurs des formules qui sont considérées comme les plus adéquates.

1.3.2. Les données historiques comportent des descriptions des effets de séismes sur des collectivités. Il est possible d'en tirer approximativement des indications sur les coordonnées de l'épicentre et sur les intensités observées dans les zones touchées et d'en déduire l'intensité maximale probable près du foyer. Des courbes d'égale intensité qui permettent l'estimation de l'intensité sur le site pour chaque événement historique peuvent être tracées dans la région du projet. Il reste ensuite la conversion de cette intensité en paramètres de projet, par exemple en appliquant une des relations entre accélération et intensité proposées par Trifunac et Brady (réf. 1.2.).

La publication de Ries, Vaidya et Michalopoulos « Design Earthquake Recurrence Analysis » décrit en détail la méthodologie de la détermination de la sismicité d'un site à partir des intensités observées (réf. 1.3.).

Il est cependant indispensable de relever les lacunes qui découlent de l'utilisation des séismes historiques, car :

- a) on ne dispose pas de données sur des régions peu peuplées au moment de l'événement
- b) les données se concentrent sur des endroits à population dense
- c) aux époques de déclin économique, il n'y avait peut-être que peu d'historiens pour relater les événements.

1.3.3. Les données géologiques constituent des éléments essentiels pour la détermination de la sismicité d'un site. Les études habituelles qui s'exécutent normalement lors de la prospection géotechnique doivent être complétées par une prospection de la structure régionale, des systèmes de failles et des phénomènes sismiques anciens. En particulier, il faut examiner si une faille existante peut être considérée comme active. On considère généralement qu'un site peut être affecté par l'activité de toute faille majeure dans un rayon de 300 km. Dans les zones fortement actives, les mouvements de la croûte relèvent normalement du fluage par accumulation de déformations, et même une activité mineure peut contribuer au déplacement le long des surfaces des failles.

1.3.4. Il existe parfois des cartes sismologiques indiquant des zones d'intensité qui réglementent l'utilisation de paramètres pour le calcul des structures. Ceci est très utile mais, pour un ouvrage aussi important qu'un barrage, les informations et les données doivent être réexaminées avant d'être appliquées au site et à ses environs. Dans quelques pays, des

Furthermore, earthquake events are due to accumulation of strains, and their distribution in space and time will be very variable. There is clear evidence that in some cases events move along major fault lines. Activity also tends to occur in clusters, separated by long and varying intervals of time. It is necessary therefore to assemble information from all sources enumerated above in order to assess earthquake hazard in terms of probability of magnitude.

1.3. SITE SEISMICITY ESTIMATED FROM DATA

1.3.1. The instrument records are processed by seismologists to give magnitudes and to fix focal positions as closely as possible. The effect at the dam site is then estimated, usually in terms of peak acceleration or velocity, by using attenuation formulae. Many attenuation formulae have been proposed. For example, Tosi lists 10 in his studies for large dam projects in Northern Iraq (ref. 1.1), but there are many more. Unfortunately, there is often little guidance in published literature regarding which relationship to use, and it is desirable to check risk assessments against a number of them, considered by the engineer to provide the most reliable results.

1.3.2. Historical data is recorded as descriptions of the effects of earthquake on communities. It is possible to assess approximately the epicentres of events, and to allocate intensities to the regions affected, and hence the probable maximum intensity near the source. Attenuation curves can be developed for the project area which enable an estimate of site intensity to be made for each historical event. It is then necessary to convert site intensity to the design parameter — for example by the acceleration/intensity relationship recommended by Trifunac and Brady (ref. 1.2).

The paper by Ries, Vaidya and Michalopoulos "Design Earthquake Recurrence Analysis" describes the step-by-step methodology for the determination of site seismicity using records of intensities (ref. 1.3).

It must be appreciated that historical data can be misleading for the following reasons:

- (a) No data is available for regions which were sparsely inhabited when the event took place.
- (b) Data is clustered around centres of dense population.
- (c) At times of economic decline there could be few or no historians to provide records.

1.3.3. Geological data are essential elements in the determination of site seismicity. The usual studies which chiefly relate to the geotechnical conditions at the site must be extended to include the regional structure, the fault systems, and assessments of past seismic activity. In particular, it must be decided whether any fault can be considered potentially active. It is usually considered that activity at any major fault within 300 km of site could significantly affect the site. In zones of great activity crustal movements will include creep due to strain accumulation, and even minor activity will add to the displacements along fault planes.

1.3.4. In some cases earthquake zoning maps exist which relate to codes of practice for the design of structures. Such information is useful, but for an important structure such as a large dam, a re-appraisal of this information and the data on which it is based should be made before it is specifically related to the site and its environment. In some countries

formules d'atténuation sont proposées qui dépendent des conditions de fondation (réf. 1.4 et 1.5).

1.3.5. Des informations supplémentaires peuvent être obtenues d'un réseau local de stations sismiques mesurant les microséismes aux alentours du site. Ceci s'avère spécialement important en cas d'étude de tremblements de terre induits. Le chapitre 3 traite en détail des études correspondantes.

1.3.6. Est-ce la méthode déterministe ou la méthode probabiliste — ou même les deux ensemble — qui doit être appliquée pour les barrages dans des zones fortement actives ? On admet maintenant généralement que la stabilité de tels ouvrages doit être vérifiée dans les deux cas suivant :

1.3.6.1. Si le barrage est soumis à un séisme ayant une probabilité de se produire une fois durant la vie de l'ouvrage, aucun désordre important ne doit se produire. Ce séisme s'appelle le tremblement de terre de dimensionnement « design basis earthquake » (DBE) (1). Il indique le degré de protection souhaité pour des raisons économiques ou d'exploitation.

Avec cette méthode probabiliste, le DBE doit avoir une période de retour correspondant à la durée de vie effective de l'ouvrage (100 ans ou plus) et non à la durée de vie prise en compte pour le calcul économique du projet.

1.3.6.2. Si le barrage est soumis au tremblement de terre maximal possible = « maximum credible earthquake » (MCE), quelques dommages tels que déformations, tassements et fissures sont tolérés pourvu qu'il n'y ait pas rupture. C'est une méthode déterministe parce que l'on se rapporte aux conditions globales de rupture.

Bien que l'on fasse parfois l'hypothèse d'un comportement linéaire des matériaux pour l'étude des effets du DBE, il faut tenir compte de la non-linéarité aussi bien pour les matériaux de construction que pour la fondation si l'on veut obtenir des valeurs réalistes des contraintes et des déformations. Ceci exige des études géotechniques approfondies et onéreuses. Les recherches dans ce domaine sont loin d'être achevées et l'état actuel des connaissances est donné au chapitre 7.

1.3.7. Il est évident que ces données de diverses origines conduiront à des estimations très différentes du risque sismique et chaque estimation sera faite sur la base d'informations incomplètes. Même avec des données similaires, l'évaluation peut varier considérablement suivant la méthode utilisée (réf. 1.6.). C'est pourquoi l'analyse finale nécessite une réflexion particulière qui fait appel à des considérations géologiques et sismologiques ainsi qu'à l'expérience acquise lors de l'auscultation du comportement de barrages soumis à des séismes.

1.4. AUSCULTATION DU COMPORTEMENT DE BARRAGES EN SERVICE

De nos jours, une meilleure compréhension et une comparaison systématique du comportement de barrages soumis à des séismes sont probablement les besoins les plus urgents, ainsi que l'établissement des hypothèses d'analyse et de calcul. Beaucoup de progrès ont été faits jusqu'à présent et on peut noter les travaux suivants :

1.4.1. Essais de vibration in situ : Trois organismes ont récemment publié des articles sur ce sujet :

- a) Le Laboratoire de l'ISMES à Bergamo, Italie (réf. 1.7.)
- b) L'Institut de « Earthquake Engineering and Engineering Seismology », à Skopje, Yougoslavie, (réf. 1.8.)
- c) L'Université de Bristol, Grande-Bretagne, (réf. 1.9.).

(1) ou « operating basis earthquake » (OBE).

attenuation relationships are proposed corresponding to foundation conditions (ref. 1.4 and 1.5).

1.3.5. Additional information may be obtained from a local network of seismic stations capable of recording small earthquakes around the site. This may be especially valuable in connection with studies of possible induced seismicity. Chapter 3 deals specifically with site investigation with small earthquakes.

1.3.6. There is still room for discussion as to whether a deterministic or probabilistic approach, or both, should be used for large and important dams in zones of great activity. The consensus of opinion today is that such dams should be checked for stability under two conditions.

1.3.6.1. When subjected to the earthquake which is liable to occur at least once during the expected life of the structure, no significant damage should occur. This earthquake is called the "design basis earthquake" (DBE) or the "operating basis earthquake" (OBE). It indicates the level of protection desired for operational or economic reasons.

This is usually a probabilistic approach in which the return period of the DBE should be at least equal to the expected life of the structure (the "expected" life may be 100 years or more and is not necessarily the life assumed for calculating the economics of the scheme).

1.3.6.2. When subjected to the maximum credible earthquake (MCE) some damage such as distortion, settlement or cracking could be tolerated, but not failure. This relates to global failure conditions and is a deterministic approach.

Although linear behaviour of materials is sometimes assumed in analysing the effects of the DBE, to obtain realistic estimates of stress and strain of the dam, non-linear characteristics of the materials of construction and the foundation must be taken into account and this requires extensive and expensive geotechnical investigations. Research on these aspects is far from complete. Present knowledge is summarised in Chapter 7.

1.3.7. It is clear that the various data on seismicity will lead to several widely different estimates of seismic risk, and each estimate is based on incomplete data. Also, with the same data the estimate can differ greatly between one method of estimation and another (ref. 1.6). In the final analysis, considerable judgement may be involved based on geological and seismological considerations as well as experience which takes into account observations of dam behaviour when subjected to earthquake.

1.4. MONITORING THE BEHAVIOUR OF EXISTING DAMS

Perhaps the greatest need today is for a closer understanding and comparison of the actual behaviour of a dam when subjected to earthquake, and the assumptions which form the basis of dam design and stress analysis. Much progress has already been made. The work is assessed under two headings:

1.4.1. In Situ Testing: Three organisations have recently published papers on in-situ testing of dams

- (a) ISMES Laboratory, Bergamo, Italy (ref. 1.7).
- (b) Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Skopje, Yugoslavia (ref. 1.8).
- (c) Bristol University, England (ref. 1.9).

Il est très satisfaisant de constater que sous l'effet de petites vibrations, qui se situent bien dans les limites du comportement élastique des matériaux de construction, on obtient un bon accord entre le prototype et les résultats du calcul des modes propres et des fréquences de réponse des vibrations, pourvu que les propriétés dynamiques des matériaux soient prises en compte dans le calcul. Le grand intérêt de cette constatation est de confirmer la validité des méthodes de calcul et l'importance d'une détermination adéquate des propriétés dynamiques des matériaux.

Les résultats d'essais de vibration du barrage-voûte de Kölnbrein (Autriche) sont décrits par Widman (réf. 1.15.). C'est certainement le barrage le plus élevé qui ait été soumis à de tels essais, et pour le niveau de sollicitation dynamique appliquée, les coefficients d'amortissement sont faibles.

A contrario, ces études sont également très utiles pour la détermination des propriétés dynamiques des matériaux « en masse », et spécialement des fondations. Cependant elles ne donnent pas d'informations directes sur les modes de rupture possibles.

1.4.2. Résultats de mesures et observations de barrages soumis à des séismes :

Les données correspondantes sont en général incomplètes mais sont cependant d'un grand intérêt même lorsque les effets sur les barrages sont modérés. Plusieurs cas de désordres ont été constatés et il a parfois été possible de comparer les effets observés avec les résultats de calculs. Une étude très détaillée de rupture provoquée par tremblement de terre est celle du barrage de San Fernando, Etats-Unis (réf. 1.10.). Deux autres études récentes sont celles de G.N. Larrain sur le comportement sismique de plusieurs barrages en terre au Chili (réf. 1.11.) et de Romo et Resendez sur les déformations calculées et observées lors d'un séisme sur deux barrages en terre au Mexique (réf. 1.12. et 1.16.).

Dans ce dernier exemple, les instruments de mesure ne permettaient pas de séparer les effets de la consolidation et du glissement et il est probable que la déformation fut due à la consolidation (réf. 1.12., discussion).

1.4.3. Une contribution intéressante à l'état de nos connaissances fut apportée par les mesures de secousses sismiques effectuées sur divers sites de barrages en Californie lors de deux récents tremblements de terre. Une description complète des résultats fut donnée par le Prof. Seed lors de la discussion de la première session de la Conférence de l'ICE à Londres (octobre 1980). Quelques points importants sont à relever :

1.4.3.1. Les secousses sismiques ont été enregistrées pour les mêmes événements aussi bien au voisinage qu'à grande distance du foyer, et 30 enregistrements ont été réalisés à moins de 10 km du foyer.

1.4.3.2. Ceci a permis de tracer les courbes d'égale intensité. Dans ce cas, l'accélération moyenne à une distance d'un kilomètre de la faille d'origine fut 0.55 g pour une magnitude de 6.5 (selon l'échelle de Richter).

1.4.3.3. Les accélérations verticales furent étonnamment fortes, respectivement 1.6 g et 1.0 g à deux stations différentes. Dans ce cas les maxima de l'accélération verticale et de l'accélération horizontale étaient déphasés.

1.4.3.4. Il est nécessaire d'évaluer avec soin l'influence de la topographie sur les mouvements sismiques. Les accélérations mesurées dans la roche dans les zones au-dessus du barrage peuvent être beaucoup plus élevées qu'au niveau de la fondation.

1.5. MICRO-ZONAGE ET CARTES DE RISQUES

La meilleure représentation des résultats des études de la sismicité d'un site et des risques correspondants est celle donnée par des cartes. Elles doivent être à une échelle

It is very satisfying to note that with small vibrations (i.e. well within the limits of elastic behaviour of the material of construction) there is close agreement between prototype and calculated mode shapes and response frequencies of vibration, provided that dynamic properties of materials are used in the computations. The great value of this is that it confirms.

- (a) that the computation methods are valid;
- (b) that material properties under dynamic conditions must be correctly assessed.

The results of vibration tests at the Kölnbrein arch dam (Austria) are described by Widmann (ref. 1.15). This is probably the highest dam which has been tested and for this applied level of dynamic loading the damping coefficients are small.

In reverse, these studies are also useful in determining dynamic properties of materials "en masse", particularly of the foundations. However, they give no direct information regarding possible modes of failure.

1.4.2. Records from surveys and instrumental readings at dams subjected to earthquake:

Such data has usually been incomplete, but is nevertheless very valuable even when the effects on the dam are small. Many cases of damage have been reported, and in some it has been possible to compare the effects with computed behaviour. A most detailed study of an earthquake-induced failure is that for the San Fernando Dam (ref. 1.10). Two recent cases reported are:

- (a) Seismic behaviour of some Chilean earth dams —G.N. Larrain (ref. 1.11).
- (b) Computed and observed deformation of two embankment dams under seismic loading —Romo and Reséndiz (ref. 1.12 and ref. 1.16).

In case (b) the instrumentation did not allow the separate recording of consolidation and sliding effects, and it is probable that settlement was largely due to consolidation (see discussion in ref. 1.12).

1.4.3. A valuable contribution to our knowledge comes from the records of ground movements at several dam sites in California when two recent earthquakes occurred. A full presentation of the data was made by Professor Seed during discussion at Session 1 of the ICE Conference on design of dams to resist earthquake (Oct. 1980). Some of the salient points are:

1.4.3.1. Ground motions were recorded for the same events in both the near field and at greater distances, with 30 records within 10 km of the focus.

1.4.3.2. This enabled attenuation curves to be drawn. In this case, the average acceleration over a distance of about 1 km from the causative fault was 0.55 g, the earthquake magnitude having been assessed at 6.5 (Richter).

1.4.3.3. Vertical accelerations were surprisingly large, 1.6 g at one station, and 1.0 g at another. In this case the peak vertical accelerations were out of phase with the peak horizontal accelerations.

1.4.3.4. A careful assessment of the effect of topography on earthquake motions is necessary. The accelerations recorded on rock high above a dam could greatly exceed those at dam foundation level.

1.5. MICRO-ZONING AND HAZARD MAPS

The results of studies of site seismicity, and the hazards it could initiate, are best presented in the form of maps. At appropriate scales to show the dam site, the reservoir and

adéquate pour englober aussi bien le site que la retenue et les environs. Elles doivent comporter une topographie précise, avec lignes de niveau, et indiquer également la géologie structurale, les failles et les terrains de couverture.

L'étude des conditions sismiques conduit à la détermination des secousses sismiques au niveau du fond rocheux, et les cartes doivent indiquer les provinces sismo-tectoniques. L'influence de la topographie, des terrains de couverture et des propriétés géotechniques des matériaux naturels doit également être prise en compte.

Les cartes doivent ainsi mentionner :

1.5.1. Les zones sismiques, si possible avec des courbes d'isovaleurs d'intensité ou d'accélération pour l'ensemble de la région.

1.5.2. Les zones des mouvements potentiels dus aux secousses :

- a) Terrains meubles sensibles à la fissuration verticale ou aux tassements
- b) Escarpements menacés d'effondrement
- c) Pentes raides avec risque de chutes de roche
- d) Zones d'éboulements potentiels
- e) Zones sensibles à la liquéfaction compte tenu de la nappe phréatique existante ou future et de la nature des terrains
- f) Zones de mouvements de faille et de fluage.

Il est parfois utile de cartographier des risques combinés comme par exemple les crues et l'activité volcanique et sismique (réf. I.13.).

1.6. PRÉVISION DES TREMBLEMENTS DE TERRE

Le maître d'œuvre et l'ingénieur ont un intérêt particulier à la prévision des séismes, domaine dans lequel les recherches se poursuivent activement (réf. I.14.).

Le succès de ces prévisions nécessite l'observation et l'étude de phénomènes précurseurs, que l'on peut diviser en 4 groupes :

1.6.1. Observations à long terme — examen des tendances de l'activité d'une façon probabiliste et étude de la périodicité des séismes importants, des interruptions de l'activité, de l'accumulation des déformations tectoniques — déformations régionales de la croûte terrestre et mouvements tectoniques — et de la relation entre les facteurs terrestres et la rotation de la terre, l'activité solaire, etc. Le lieu et la date de l'événement pourraient être prévus dans des limites assez étendues.

1.6.2. Observations à moyen terme — de quelques mois à quelques années. Elles traitent d'anomalies dans des régions moins vastes afin de mettre en place des systèmes de mesure d'une façon efficace, en tenant compte de l'activité sismique, de la libération accélérée d'énergie, de la diminution des valeurs du paramètre « b » défini au paragraphe 3.4.1.2, etc.

1.6.3. Observations à court terme — dans les quelques jours ou mois avant un événement sismique, de nombreux phénomènes irréguliers se produisent dans la région de l'épicentre. Ils se dirigent parfois vers la région de l'épicentre.

1.6.4. Observations à très court terme — c'est le sujet de maintes recherches et de nombreux phénomènes précurseurs ont été relevés.

Dans l'état actuel des connaissances et dans la majorité des cas, la prévision des tremblements de terre n'a cependant qu'une faible chance de réussir.

Il est possible que les recherches ultérieures permettent d'améliorer l'estimation de l'activité sismique future en des endroits bien définis, comme des sites de barrage, et on trouvera peut-être des méthodes indirectes pour évaluer la différence entre les contraintes existantes dans la roche et sa rupture et qui puissent servir aussi bien pour la prévision que pour la détermination du risque d'un séisme induit.

the environment, they are based on accurate topography with ground contours. Geology including structure, faulting and superficial deposits is added.

The studies of seismic conditions will have resulted in the assessment of ground motions at rock structure level, and the maps will show the seismo-tectonic provinces. However, the effects of topography, and surface deposits, and geotechnical properties of the natural materials, must be taken into account.

The maps will therefore show:

1.5.1. Seismic zoning, possibly in form of contours of earthquake intensity or ground acceleration for the region as a whole.

1.5.2. Areas of potential ground movements due to shaking:

- (a) Loose deposits liable to vertical cracking or settlement.
- (b) Escarpments liable to lurching.
- (c) Steep slopes with risk of rockfalls and cascade.
- (d) Zones of potential landslide.
- (e) Zones of potential liquefaction due to existing or future water table and nature of deposits.
- (f) Zones of creep and fault movements.

In some cases it is helpful to map combined hazard, such as flood, volcanic activity and earthquake (ref. 1.13).

1.6. EARTHQUAKE PREDICTION

The dam owner and the engineer have a special interest in earthquake prediction. Research in this field continues actively (ref. 1.14).

Success in prediction requires the observation and study of precursory phenomena, and these are considered in four groupings.

1.6.1. Long term — trends in activity dealt with in a probability manner and studies of periodicity of large earthquakes, seismic gaps, accumulation of tectonic strain — regional crustal deformations - tectonic movements — and relationships between terrestrial factors and earth's rotation, solar activity, etc. The region and time of occurrence may be predicted within wide limits.

1.6.2. Medium term — a few months to a few years. Concerned with anomalies, seismic activity, accelerated energy release, decrease in b-values (para. 3.4.12), etc.

The main objective is to determine sub-regions of anomalies in order to deploy monitoring systems in the most effective manner.

1.6.3. Short term — a few days or months before an earthquake many anomalous phenomena appear in the epicentral area — they sometimes migrate towards the epicentral area.

1.6.4. Imminent — the subject of much research and many precursors have been reported.

In the present state of knowledge and in the majority of cases earthquake prediction has however little chance of success.

It is possible that further research will improve the estimation of future seismic activity at specific locations such as dam sites, and perhaps indirect methods will be found to estimate the difference between existing rock stresses and failure — valuable not only for earthquake prediction but to evaluate the risk of induced seismicity.

2. ÉTUDE DES RISQUES DE SISMICITÉ INDUITE PAR LA RETENUE

2.1. LE PROBLÈME

On dispose de suffisamment de documents qui prouvent que le remplissage d'une retenue peut accroître l'activité sismique au site ou dans les environs. Les cas connus ont été résumés par Guha et al. en 1980 (réf.2.1.). Dans 11 cas sur 64, la magnitude de la plus grande secousse se situait entre 5 et 6,5. L'activité est caractérisée par une multitude d'événements mineurs généralement à faible profondeur. Le risque concerne toute la région autour du site puisque la proximité du foyer peut provoquer de grandes accélérations avec d'importantes composantes verticales pouvant affecter la nature et les constructions édifiées dans la région ainsi que parfois le barrage lui-même.

Les statistiques ne suffisent pas pour corrélérer cette activité et la taille ou la profondeur de la retenue. On observe cependant que les plus grands séismes furent associés à des retenues importantes. On devrait donc entreprendre des études sur l'activité induite au moins pour toutes retenues d'un volume supérieur à 1 km³ ou d'une profondeur supérieure à 100 m et, en outre, partout où un examen préliminaire laisse supposer un risque non négligeable.

Il ne fait pas de doute que les contraintes exercées seulement par le poids de l'eau sur la roche ne suffisent pas à provoquer une rupture et que l'état initial des contraintes est prédominant. Les études de risque de sismicité induite d'un site doivent déterminer :

- l'état initial des contraintes dans la roche
- l'emplacement des zones les plus faibles et leur sensibilité à une rupture soudaine
- à l'état initial des contraintes, il faut alors superposer les contraintes dues à la retenue.

2.2. LE MÉCANISME DE LA SISMICITÉ INDUITE

Aussi bien les mesures sur le site que les études théoriques montrent les compressions qui se produisent dans la roche sous une grande retenue. Des mesures de nivellement confirment que des tassements se produisent dans la roche autour de la retenue, de sorte qu'il existe des contraintes de cisaillement dues à la charge de l'eau, et en particulier aux extrémités du lac.

Les conséquences les plus importantes sont cependant dues à la pénétration de l'eau dans les fissures du massif rocheux.

2.2.1. La nappe phréatique, qui se trouve parfois bien en-dessous du lit de la rivière, s'élèvera dès la mise en eau jusqu'à la surface de la retenue en créant un gradient dans toutes les directions.

2.2.2. Le temps mis par les surpressions dans les fissures pour se propager en profondeur dépend de la perméabilité du massif rocheux. Celui-ci sera beaucoup plus court dans des zones de perméabilité importante, comme par exemple une zone fracturée associée à une faille.

2. SITE INVESTIGATIONS FOR POSSIBLE INDUCED SEISMICITY AT RESERVOIRS

2.1. THE PROBLEM

There is sufficient documentation to prove that the impounding of a reservoir sometimes results in an increase of earthquake activity at or near the reservoir. The known cases have been summarised by Guha et al., 1980 (ref. 2.1) and others. In eleven cases out of the 64 listed the magnitude of the largest earthquake has been between 5 and 6.5. Activity is characterised by swarms of smaller events, generally of shallow depth. The risk therefore concerns the whole environment because, with the focus so close there could be large accelerations with significant vertical components affecting the natural and man-made features of the area, in some cases enough to affect the dam itself.

Statistics are insufficient to show any definite correlation between reservoir size or depth, and the activity. One can, however, observe that the greatest seismic events have been associated with very large reservoirs. A study of possible induced seismic activity should be made at least in cases where the reservoir may exceed 1 km³ in volume or 100 m in depth, and in all cases where a preliminary assessment shows that there may be a significant risk.

There is no doubt that the stresses imposed on the rock by the reservoir alone are much too small to cause failure, and therefore the pre-existing state of stress in the rock is the most significant factor. The site investigations for possible induced seismicity are designed to establish:

- What is the existing stress regime in the rock?
- Where are the weakest zones, and are they liable to sudden failure?
- It is then necessary to superimpose the stresses due to the reservoir.

2.2. THE MECHANISM OF INDUCED SEISMICITY

Both site measurements and theoretical studies show the compression which takes place in the rock under a large reservoir. Levelling surveys confirm that settlement affects also the rock around the reservoir, so that there must be shear stresses especially near the reservoir edges, due to the weight of water.

The more significant effects, however, are due to penetration of water into the rock fissures.

2.2.1. The water table (which in some cases may be well below river bed level) will be raised to impoundment level over the area of the reservoir, with a gradient extending in all directions.

2.2.2. The time taken for the increased fissure pressures to occur at various depths will depend on the permeability of the rock mass. It will be much quicker in zones of greater permeability, as for example a fractured zone associated with faulting.

2.2.3. Les conséquences de la surpression dans les fissures seront :

- a) une réduction des contraintes effectives dans la roche
- b) une diminution de la résistance au cisaillement
- c) des phénomènes locaux dus aux pressions différentielles dans des zones de perméabilité variable.

Quelques études intéressantes ont été effectuées sur des modèles numériques, qui montrent les effets en profondeur dans la roche de la croûte terrestre sous la charge variable d'une retenue remplie, vidée puis remplie à nouveau, (réf.2.2). Pour le cas examiné, la plus grande instabilité après un an s'est produite à 6 km juste sous la retenue. Au bout de 2 ans, l'instabilité a atteint 12 km en-dessous de la retenue et après la vidange et le deuxième remplissage une augmentation de l'instabilité fut constatée au bord du lac.

Selon plusieurs études récentes de cas de séismes induits (réf. 2.1, 2.3, 2.4 entre autres) l'importance de la géologie est évidente, surtout en ce qui concerne l'influence de la fracturation du massif rocheux. Dans la plupart des cas, il s'agit de fractures de fort pendage. De plus, les mouvements — pour autant qu'ils soient identifiables — se font le long de faille normale ou de faille à décrochement, mais non de faille inverse ce qui semble indiquer que la sismicité induite est probablement liée aux déformations de traction ou de cisaillement horizontal.

2.3. RECONNAISSANCES GÉOLOGIQUES

Le principal objectif consiste à définir l'état tectonique, c'est-à-dire l'état actuel des contraintes et la présence des fractures. La surface étudiée doit être suffisamment étendue pour inclure le modèle tectonique dans son entier, couvrant en général une zone de 300 km de rayon autour du foyer. Les études préliminaires doivent comporter les points suivants (réf. 2.3) :

- 2.3.1.** Géologie structurale et paléotectonique
- 2.3.2.** Photogrammétrie aérienne (Landsat)
- 2.3.3** Données macro-sismiques
- 2.3.4.** Modèles de surfaces de failles sismiquement intéressantes et données concernant le champ de contraintes
- 2.3.5.** Etude géologique des sites
- 2.3.6.** Détermination des niveaux de la nappe phréatique existante

Après avoir exécuté ces études préliminaires, il est nécessaire de spécifier les reconnaissances supplémentaires nécessaires. Ceci demande normalement l'installation d'un réseau sismique local pour mesurer les séismes faibles (voir chapitre 3, Etude du site par microséismes).

L'intérêt immédiat de cette étude est de vérifier et de compléter le relevé des failles, surtout en profondeur et de localiser les points où l'accumulation des déformations peut conduire à des fractures fragiles. A long terme, le changement de la sismicité lors du remplissage sera mesuré et il sera possible de contrôler l'exploitation de la retenue en cas de sismicité induite. On bénéficiera également, à plus long terme de l'amélioration des connaissances sur la sismicité induite.

La détermination directe du champ actuel de contrainte se heurte à de grandes difficultés. La méthode de mesures par surcarottage en forage est limitée à des profondeurs faibles. Comme les propriétés du massif rocheux sont influencées dans sa partie supérieure par des phénomènes superficiels tels que l'érosion et l'altération, il est pratiquement certain

2.2.3. The effects of the increasing fissure pressures are:

- a) a reduction of effective stress in the rock,
- b) a weakening of the resistance to shear stresses,
- c) local effects due to differential pressures where permeabilities vary.

Some interesting computer model studies have been made to show the effects at depth in the crustal rock when a reservoir is filled, then subsequently drawdown and refilled (ref. 2.2). In the case examined, the largest instability after one year occurred at 6 km directly below the reservoir. After two years, the instability had moved to 12 km below the reservoir, and after the drawdown and refilling there was a marked increase in instability under the edge of the reservoir.

From many studies of the known cases of reservoir induced seismicity which have been published (ref. 2.1, 2.3, 2.4 and others) the significance of geological features is evident, particularly the influence of rock fractures. In most cases steeply dipping fractures are present. Also, where identifiable, the motions have been either normal or strike-slip, with absence of thrust faulting. This seems to indicate that induced seismicity is most likely to be associated with extensional or horizontal-shear strain.

2.3. GEOLOGICAL INVESTIGATIONS

A principal requirement is to define the tectonic state, that is to say, the stress regime which exists, and the presence of fractures. The area to be studied must be large enough to include the plate tectonic model, generally of the order of 300 km radius from the site. The preliminary studies will include (ref. 2.3).

2.3.1. Paleotectonics and structural geology.

2.3.2. Landsat and aerial survey.

2.3.3. Macro-seismic data.

2.3.4. Fault plane solutions for earthquakes, and data concerning the stress field.

2.3.5. Field geological studies.

2.3.6. Determination of existing groundwater levels.

After this preliminary study it is necessary to specify the additional investigations which may be necessary. This is most likely to require the establishment of a local seismic network to monitor small earthquakes. (See Chapter 3, Site Investigations with Small Earthquakes). The immediate value of this is to verify and complete the survey of faulting especially at depth and to indicate where strain accumulation is leading to brittle fracture. In the long term, the change of seismicity with impounding will be monitored, and it may be possible to control operation of the reservoir if significant seismicity is induced. There will also be the longer term benefit of an increased knowledge concerning reservoir induced seismicity.

The direct determination of the existing stress field presents great difficulties. The measurement by overcoring methods in boreholes is restricted to shallow depths. The rock condition at such levels is influenced by surface processes —erosion, weathering, etc., and it is almost certain that the stress field will differ in magnitude and direction from that at

que le champ de contraintes correspondant diffère en direction et en grandeur de celui existant à plus grande profondeur, (réf. 2.5). On va probablement constater qu'aucun des micro-séismes mesurés par un réseau local ne se produit à une profondeur inférieure à 1,5 à 2 km parce que la roche au-dessus de cette zone a tendance à se déformer par fluage plutôt qu'à se fracturer. L'utilisation des techniques de fracturation hydraulique à grande profondeur est très onéreuse et elles pourraient elles-mêmes provoquer une certaine sismicité.

La direction de l'accumulation de déformation pourrait être soit mesurée pendant une longue période soit déduite de l'observation des déplacements correspondants en surface. En général, la distribution des contraintes doit être déterminée sur la base des mesures du réseau sismique local, en liaison avec l'étude de la géologie structurale de la région entière.

2.4. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

Dans l'état actuel des connaissances de la sismicité induite, il est impossible de prévoir avec précision la magnitude, le lieu ou l'époque d'une activité sismique. Au moins, on peut indiquer si une telle activité peut avoir lieu, où se situent les faiblesses de la croûte terrestre et à quel moment environ — selon la perméabilité du rocher en profondeur et selon le programme de remplissage — un événement pourrait se produire. Les données sur lesquelles se basera un jugement pour cette appréciation sont les suivantes :

- 2.4.1.** Dessin des fractures du massif rocheux sur une profondeur supérieure à 1 km, avec indication des directions de déplacements éventuels.
- 2.4.2.** Histoire de l'activité sismique de la région.
- 2.4.3.** Différence entre les contraintes actuelles et celles provoquant la rupture telle qu'indiquée par les mesures micro-sismiques.
- 2.4.4.** Directions et vitesse de l'accumulation des déformations.
- 2.4.5.** Distribution et estimation de la perméabilité du rocher en profondeur.
- 2.4.6.** Hauteur de la retenue au-dessus de la nappe phréatique.
- 2.4.7.** Programme de remplissage de la retenue.

greater depth (ref. 2.5). It will probably be found that none of the small earthquakes monitored by the local network occur at less than 1 1/2 to 2 km depth, indicating that the rock above this level is more likely to creep under stress than to fail in brittle fracture. The use of hydro-fracturing techniques at great depth is very expensive and could possibly itself induce seismicity. The direction of strain accumulation may be measured over a long period of time, or may be deduced from observed relative displacements in surface features. Generally, the stress distribution must be inferred from the records of the local seismic network in conjunction with the study of the structural geology for the whole region.

2.4. INTERPRETATION OF RESULTS

In the present state of knowledge of induced seismicity, it will not be possible to predict the magnitude or location or timing of activity with any precision. The best that can be achieved is a statement of whether activity is likely to occur, the locations of crustal weakness, and an indication of possible timing based on the assumed permeabilities of the rock at depth and the programme of reservoir filling. To summarise, the data on which the judgement is based is as follows:

- 2.4.1. Plot of rock fractures at depths of more than 1 km, with directions of possible displacements.
- 2.4.2. The history of earthquake activity in the region.
- 2.4.3. Stress gap between existing regime and failure, as indicated by the records of small local earthquakes.
- 2.4.4. Directions and speed of strain accumulation.
- 2.4.5. Distribution and estimates of rock permeabilities at depth.
- 2.4.6. Height of reservoir above water table.
- 2.4.7. Programme of reservoir filling.

3. ÉTUDE DU SITE PAR MICRO-SÉISMES

3.1. OBJECTIF ET CONSISTANCE DE L'ÉTUDE

Après avoir rassemblé toutes les données disponibles, les questions suivantes doivent être posées :

- a) Quels éléments supplémentaires sont nécessaires pour disposer de données sismiques fiables pour l'élaboration du projet
- b) Quel niveau d'observation du site doit on mettre en œuvre.

Il est nécessaire de déterminer de façon détaillée les sources de la sismicité — position des failles, orientation et sens des glissements — et de contrôler la sismicité induite.

3.2. DÉFINITION

Les tous petits micro-séismes sont généralement définis par leur magnitude qui se situe aux alentours de zéro (échelle logarithmique). Ces événements minimes ne sont guère associés aux failles bien définies de la région ainsi qu'aux événements majeurs et l'énergie sismique rayonnée est absorbée et amortie sur très peu de kilomètres ; c'est pourquoi de tels tremblements de terre ne sont mesurables qu'aux stations très voisines.

Par contre, les séismes considérés ici possèdent une magnitude locale supérieure à 1, mais généralement inférieure à 4. La propagation mesurée de tels petits tremblements de terre dépasse la distance de 30 km et ces événements peuvent normalement être associés à des plans de faille comme c'est le cas pour les séismes majeurs.

3.3. SISMICITÉ

3.3.1. La localisation télésismique ne donne guère mieux qu'une zone de 25 km autour du foyer, et la profondeur est rarement déterminée exactement. Les données télésismiques ne peuvent donc pas normalement localiser les événements avec précision dans la zone du site, et une corrélation avec le réseau de failles n'est généralement guère possible. Même dans une zone active, peu de séismes sont suffisamment importants pour pouvoir être localisés par cette méthode dans la zone du site.

3.3.2. Un réseau local peut par contre souvent localiser les séismes plus faibles mais plus fréquents avec une précision de 1 à 2 km. Les données correspondantes sont utilisées pour de nombreuses études :

3.3.2.1. Identification et cartographie des failles

Le réseau local peut contribuer à l'élaboration de plans des failles avec leur profondeur et distinguer les failles mineures des failles majeures dans des régions tectoniquement complexes, ce qui est difficile à obtenir par la reconnaissance géologique. En profondeur, les failles suivent rarement le pendage déterminé en surface et elles sont souvent camouflées par des dépôts sédimentaires. Le principe de cette cartographie des failles est de localiser en trois dimensions toute activité sismique mineure de la zone pour

3. SITE INVESTIGATIONS WITH SMALL EARTHQUAKES

3.1. AIMS AND DESIGNS

After assembling all available data, the following questions should be asked:

- (a) what additional data is required to provide a reliable seismic input for design,
- (b) what level of site survey should be mounted.

It is usually necessary to determine details of source and seismicity; fault location, orientation and sense of slip; and to monitor induced seismicity.

3.2. DEFINITION

Microearthquakes are generally defined to have a magnitude range below about zero (logarithmic scale). These very small events may not be associated with the well defined faults in the region and therefore with the larger events, and the radiated seismic energy is absorbed and attenuated over distances usually no greater than a few kilometres; thus, only when events are close to the station, will they be recorded.

The events considered here have local magnitudes above 1.0 but generally lower than 4. In this range of small earthquakes, recordable propagation is greater than 30 km and events can usually be associated with fault planes, similarly to major events.

3.3. SEISMICITY

3.3.1. Teleseismic locations are rarely better than within 25 km of the true epicentre, with focal depths seldom accurately determined. Thus teleseismic data does not normally position events accurately in the site region and correlation within the fault pattern is usually not possible. Even in an active region few events may be of large enough size to be located teleseismically in the site area.

3.3.2. A local network can locate the more frequent smaller magnitude events often to within 1 to 2 km of the focus. The data may be used for a number of studies:

3.3.2.1. *Fault identification and mapping*

Local networks can assist in (a) mapping faults at depth, and (b) distinguishing minor from major faults in complex tectonic regions. Such data is rarely available unambiguously from geological investigation. Faults rarely follow at depth the dip seen close to the surface and they are often obscured by sediments. The principle of this mapping is to locate in three dimensions all small earthquake activity in the area and then look at the data for linear

pouvoir étendre les traits caractéristiques observés en surface. La précision de cette localisation se révèle importante en cas de concentration de failles.

3.3.2.2. Contrôle de l'activité induite

La connaissance de la sismicité locale avant construction de l'ouvrage est importante pour faire une comparaison avec celle après construction. Afin de détecter cette activité, il faut installer des instruments le plus tôt possible (2 ans minimum) avant la construction et le premier remplissage et continuer les mesures pendant au moins 2 ans après le remplissage total de la retenue.

3.3.2.3. Modèle sismique

Les observations locale et régionale contribuent à la définition du modèle sismique de la zone.

3.3.2.4. Risque sismique

L'estimation du risque sismique est normalement basée sur la relation entre la magnitude et la fréquence des séismes. Les événements de faible magnitude, relativement plus nombreux, peuvent améliorer la qualité statistique de cette relation qui est déterminée empiriquement.

Le modèle général de la sismicité observée sur le site pendant une période limitée diffère dans le détail du modèle auquel on s'attend pendant la durée de vie d'un barrage, mais les grandes lignes de ce modèle peuvent être considérées comme invariables. L'utilisation de données provenant de séismes locaux pour estimer l'activité sismique nécessite la correction des effets de variation dans le temps. Si l'on peut utiliser des données historiques, macrosismiques et celles obtenues par des instruments de mesure pour déterminer un modèle temporel valable pour la région du site, les données locales peuvent être alors extrapolées à l'échelle de la longévité du barrage.

Un tel ajustement peut être fait, par exemple, sur le nombre N de séismes, en fonction de la pente de la courbe $\log N = f(\text{magnitude})$.

La propagation de l'activité le long des zones de failles laisse supposer que les meilleures données obtenues pendant la période d'observation sur le site pourraient être situées ailleurs que dans la zone du site. Ainsi l'observation d'un essaim de séismes le long d'une même zone de faille, associée à une évaluation de la périodicité d'un essaim similaire de se produire près du site, peut fournir une estimation plus précise du risque sismique de ce site que l'observation sur le site d'un nombre réduit d'événements locaux.

3.4. MÉCANISME DES TREMBLEMENTS DE TERRE

La roche supporte les contraintes existantes sur une faille grâce à la résistance à la compression du massif rocheux et au cisaillement (frottement, cohésion) de la roche et de ses fractures. Un tremblement de terre n'est rien d'autre qu'une réaction de la faille si les contraintes s'accroissent (avec déformation de la roche autour de la faille) jusqu'à ce que le dépassement de cette résistance provoque un glissement. Celui-ci se propage à partir de son point d'origine sur une distance limitée le long du plan de faille et s'arrête quand les contraintes se sont réajustées.

Les observations des environs, sur une distance plus grande que les dimensions de la zone de glissement (par field), fournissent des informations sur l'étendue du glissement et sur la diminution de contraintes accompagnant le séisme.

De telles observations ne donnent cependant aucune information ni sur la forme de la zone de glissement ni sur la façon dont le glissement se développe. Cependant les secousses observées à proximité, sur une distance analogue aux dimensions de la zone de glissement

continuation of the surface features. Accuracy of location becomes important if fault density is high.

3.3.2.2. *To monitor induced activity*

Preconstruction local seismicity is important for comparison with post-construction seismicity. In these cases equipment should be installed to locate events as early as possible before construction and impoundment (a minimum period of two years is recommended) and should continue for at least two years after filling the reservoir.

3.3.2.3. *Seismicity pattern*

Local and regional observation can assist in defining the pattern of seismicity over the region.

3.3.2.4. *Seismic hazard*

Estimates of risk are normally based on the magnitude-frequency relation. The small magnitude events, because of their relatively large number, can improve the overall statistical quality of this empirically determined relation.

The general pattern of seismicity seen over the limited period of a site survey differs in detail from that expected over the longer lifetime of the dam, but generally the broad features of a pattern may be expected to be invariable. Use of local earthquake data for estimating seismic activity needs correction for temporal variation. Where historical, macroseismic and instrumental data can be used to identify a temporal pattern over the region around site, the local data can be scaled to a "mean lifetime" level.

Such scaling may be achieved, for example, by retaining the slope of the log-number/magnitude curve and scaling the number axis.

The migration of activity along fault zones implies that the best data obtainable during the site investigation period may be located elsewhere in the region than on site. For example, a swarm of earthquakes observed along the same fault zone, coupled with an assessment of the repetition rate expected for such swarms close to site, can provide a more precise estimation of site earthquake hazard than a site survey looking at a reduced number of local site events.

3.4. EARTHQUAKE MECHANISMS

The existing stresses across a fault are resisted by the strength of the rock in compression and the frictional and cohesive strength of the rock and its fractures. An earthquake is one reaction of the fault when the stress increases (with deformation of rocks around the fault) until the frictional and cohesive resistance is exceeded and slip occurs. This slip is propagated from its point of origin over a limited area of the fault, the stress is readjusted and the slip dies out.

Observations in the far field (at a distance greater than the dimension of the slipped zone) yield information on the overall area of the slip and the decrease in stress accompanying the earthquake. Such observations, however, give no data on the shape of the slip zone or the way in which the slip propagated across it. However, the motion

(near field), dépendent dans leurs détails de la propagation et de la forme de cette zone de glissement.

Lors d'événements de faible magnitude, les dimensions de la source sont si petites que toutes les secousses (à l'exception des plus proches) enregistrées par une station locale proviennent du « far field ». C'est pourquoi les enregistrements locaux ne fournissent que rarement des détails sur le glissement des failles.

3.4.1. Magnitude

La magnitude est mesurée par le logarithme de l'amplitude enregistrée, corrigée en fonction de la distance de la station d'enregistrement à la source. Deux échelles sont utilisées :

3.4.1.1. L'échelle de magnitude locale

Cette échelle mesure l'amplitude A du déplacement maximal, corrigée pour se ramener à un sismographe standard Wood-Anderson. La magnitude est $\log_{10} A$, moins une correction pour la distance $f(\Delta)$. Ce terme correctif est donné dans des tables. Les magnitudes ainsi déterminées (M_L) sont différentes de celles déduites de télémessures sismiques (m_b et M_s). Des équations reliant ces échelles sont disponibles dans la littérature. La correction des effets locaux peut être représentée par un terme additif constant, d'où :

$$M_L = \log_{10} A - f(\Delta) + k$$

La constante k peut être déterminée en mesurant les magnitudes locales et télé-sismiques d'un certain nombre d'événements et en choisissant k de façon à en minimiser les différences.

3.4.1.2. Une autre échelle mesure la vitesse maximum V en $\mu\text{m/s}$, pour les ondes P de l'enregistrement. Si Δ est la distance, la magnitude de l'onde de volume (body wave) est :

$$m_b = \log V + 2,3 \log \Delta$$

Cette magnitude m_b est en bon accord avec la magnitude de l'onde de volume déterminée par télé-sismique, mais un contrôle comparatif est toujours recommandé.

Les relations déterminées localement entre la magnitude et la fréquence doivent être corrigées des effets de la variation temporelle de la sismicité en les rapportant aux données télé-sismiques qui sont enregistrées pendant une longue période. La relation a la forme générale suivante :

$$\log N = a + bM$$

où N est le nombre d'événements de magnitude plus grande que M et « a » et « b » sont des constantes. La pente « b » peut être déterminée par des données locales tandis que la valeur « a » doit être ajustée pour que l'équation s'applique aux données à long terme. Ainsi les résultats des mesures relevées localement et par télé-sismique doivent toujours être considérées ensemble ainsi qu'avec les données historiques.

3.4.2. Détermination des plans de failles

La base de détermination des plans de failles est l'observation de la distribution dans l'espace de la polarité, parfois également de l'amplitude de la première secousse (les secousses ultérieures sont associées à des réflexions et des réfractions dans le massif qui atténuent l'influence de la source, et masquent les ondes S (cisaillement). La polarisation des ondes « S » est pourtant une méthode très utile quand elle est applicable). La méthode consiste à reprojeter vers la source les rayons arrivant aux stations pour déterminer ainsi la direction avec laquelle le rayon correspondant a quitté la source. La solution est alors obtenue en divisant l'espace autour de la source en quatre quadrants sur la base du sens du mouvement. Deux quadrants contiennent les premières ondes de compression et deux

observed in the near field (i.e. at distances of the same order as the dimension of the slipped zone) depend in their detail on the propagation of the slip and the shape of the slipped area.

For small magnitude events, the source size is so small that all but the closest events are recorded as in the far field by a local station. Thus local records rarely contain slip details.

3.4.1. Magnitude

Magnitude is measured as the log of the amplitude of a station record corrected for distance of the station from the event. Two magnitude scales are appropriate:

3.4.1.1. The Local Magnitude Scale

This scale measures the peak displacement record amplitude, A , corrected to a standard Wood-Anderson seismograph. The magnitude is $\log_{10}A$ less a correction for distance $f(\Delta)$. The distance function is tabulated for use. Magnitudes so determined (M_L) do not agree with teleseismically recorded magnitudes (m_b and M_s). Equations relating to the scales are available in the literature. Agreement can be achieved and correction made for local effects by scaling M_L by adding a constant, k , so that

$$M_L = \log_{10}A - f(\Delta) + k$$

The constant k can be determined by measuring the local teleseismic magnitudes of a group of events and selecting k to minimise the differences.

3.4.1.2. An alternative scale measures the maximum ground velocity V , in microns/s., of the P section of the record. Then if Δ is the distance, the body wave magnitude is

$$m_b = \log V + 2.3 \log \Delta$$

This m_b is in good agreement with teleseismically determined body wave magnitude, but a comparison check is recommended.

Locally determined magnitude frequency relations must be corrected for time variations in seismicity by normalising to teleseismic data, measured over a long time period. The relation is of the form

$$\log N = a + bM$$

where N is the number of events of magnitude greater than M and a and b are constants. The slope, ' b ', can be determined for local data while the value of ' a ' can be adjusted so that the equation agrees with the long term data. Thus locally and teleseismically located data should always be considered together and with historical data.

3.4.2. Fault plane determinations

The basis of a fault plane solution is to observe the distribution in space of the polarity, sometimes also of the amplitude of the first motion. (Later motions are associated with reflection and refraction in the structure which masks the source dependency and S is usually masked; where it can be recognised S -wave polarisation is a useful tool). The method involves projecting the rays to the stations back to the source, so as to derive the direction from which the corresponding ray left the source. The solution is then carried out by dividing space around the source into four quadrants on the basis of the sense of motion. Two quadrants contain the compressional first arrivals and two the dilatational first arrivals. The two planes separating the quadrants represent the fault plane and auxiliary

celles des premières ondes de dilatation. Les deux surfaces qui séparent les quadrants représentent le plan de la faille et la surface auxiliaire. Elles ne peuvent être distinguées dans la solution en raison de leur symétrie, mais en utilisant les informations géologiques, le plan de la faille peut normalement être déterminé sans ambiguïté. Le sens du mouvement dans les différents quadrants peut alors indiquer l'orientation des contraintes dans les failles et donc également le genre de mouvement qui peut être attendu soit à la suite d'un tremblement de terre soit à la suite d'un glissement dans la faille. De tels résultats sont de première importance pour la détermination des contraintes tectoniques de la région et de la direction des secousses sismiques possibles.

La méthode décrite ci-dessus est souvent utilisée pour des événements importants télémétrés sur de longue distance lorsqu'un grand nombre de stations sont incluses dans un réseau régional. Elle peut aussi être appliquée à une base locale. Il est alors préférable de considérer des failles particulières autour du site afin de pouvoir indiquer individuellement l'orientation des contraintes.

3.4.3. Autres paramètres du « far field »

De loin, la source est vue comme un simple glissement sur une distance moyenne (u) dans une zone limitée A de la surface de la faille. Ces paramètres (u , A) et la réduction des contraintes peuvent être estimés sur la base des spectres des enregistrements corrigés de façon adéquate. De tels paramètres sont utiles pour déterminer l'importance des déformations et des contraintes libérées lors d'un tremblement de terre. Pour relier cette dernière valeur à la déformation de la faille, il faut tenir compte de la libération des contraintes par fluage. Des mesures directes de ce fluage donnent la valeur totale du glissement y compris celle provenant du mouvement sismique, et sont recommandées quand une faille traverse le futur projet.

3.5. RÉPONSE DU SOL

L'évaluation correcte de la réponse du sol est importante pour déterminer les secousses sismiques à introduire dans le calcul. Par exemple les extrema du spectre des amplitudes de la réponse du sol permettent d'analyser l'interaction par résonance entre sol et structure, qui est un élément critique dans l'analyse de rupture.

L'amplification du sol peut être calculée si l'on connaît la variation des propriétés du sol près de la surface dans toutes les directions. Les problèmes d'amplification et de diffraction liés à la topographie doivent également être pris en compte. Ces données sont rarement disponibles pour un calcul exact de la réponse. L'utilisation de modèles approximatifs, par exemple avec des couches simples, peut donner une amplification très différente de la solution exacte. Il est donc bon de pouvoir mesurer directement la réponse du sol. L'amplification brute peut être estimée simplement à partir des enregistrements de séismes de petite (et si possible grande) magnitude. La réponse du sol peut être déduite des enregistrements de séismes locaux par différents procédés, par exemple autocorrélation, analyse des spectres, etc.

L'objection à l'utilisation de séismes de faible intensité pour estimer la réponse lors de séismes plus importants est justifiée en raison du comportement non-linéaire des matériaux près de la surface. La réponse sera alors plus indépendante de l'amplitude.

Cependant les réponses à de faibles amplitudes sont utiles, car :

3.5.1. les fréquences des amplitudes correspondant aux pointes et aux creux du spectre de réponse sont largement indépendantes de ces amplitudes.

3.5.2. Elles peuvent servir de base à l'élaboration d'un modèle de la structure tectonique pour un calcul global.

plane. They cannot be distinguished in the solution because of its symmetry, but using geological data the fault plane can usually be unambiguously selected. The sense of motion in the quadrants can then give the orientation of the stresses on the fault and consequently the sense of motion to be expected from both earthquakes and creep on the fault. Such data is of prime importance in determining the tectonic stress region and the sense of possible motions.

As described, this technique is widely used for large teleseismically recorded events where a large number of stations are included in a regional network. It may also be applied on a local basis. Preferably, individual faults should be considered about the site region to give individual stress orientation data.

3.4.3. Other far field parameters

The far field sees the source as a simple slip of mean dislocation, u , over an area, A , of the fault plane. These parameters and the stress drop can be estimated from suitable corrected record spectra. Such parameters are of use in assessing the rate of release of stress and the rate of slip by earthquake. To convert this latter to the rate of slip of a fault, stress release by creep must be included. Direct creep measurements give full slip rate including that from earthquake motion and are recommended when a fault crosses the engineering works.

3.5. GROUND RESPONSE

The correct assessment of the ground response is critical to assessing ground motion for design. For example, establishing peaks in the ground amplitude spectra is valuable in assessing ground to structure resonant coupling which is critical in failure analysis.

Ground amplification can be calculated provided the full variation of the near surface material properties is known both laterally and vertically. Amplification and diffraction problems associated with topography must also be taken into account. It is rare that such data is available for an exact calculation of response to be made. The use of approximate models, e.g. simple layered models, can give amplification grossly different from the exact solution. Thus some direct method of measuring ground response is appropriate. Gross amplification can be readily estimated from site records of small (and large, if available) magnitude earthquakes. Ground response may be extracted from locally recorded earthquakes by various procedures, e.g. autocorrelation, spectral ratio analysis, etc.

An objection to using small ground motions to estimate the response to a larger motion lies in the non-linear behaviour of near surface materials. The response would not then be independent of amplitude.

Low amplitude response is useful because:

3.5.1. The frequencies of peak and trough amplitude in the response spectra are largely independent of amplitude.

3.5.2. It can provide a starting point for modelling the tectonic structure for an overall calculation.

3.6. COLLECTE DES DONNÉES

3.6.1. Systèmes de mesures sur le site

La localisation des séismes détectés par un réseau est fonction des temps d'arrivée des ondes sismiques à différentes stations. Le principe de base, partant d'un foyer supposé, est de dessiner les rayons vecteurs entre ce foyer et chaque station et d'ajuster ensuite la position du foyer afin de correspondre aux temps d'arrivée observés à chacune des stations. L'instant de la première arrivée (onde P) à chaque station est utilisé comme donnée de base, mais des arrivées ultérieures qui peuvent être attribuées au trajet d'ondes spécifiques (par exemple onde S) peuvent augmenter l'ensemble des données disponibles pour cette détermination. La différence relative des temps mesurés est de première importance pour déterminer avec précision les positions.

La simple considération de triangulation, le nombre minimal des stations permettant de déterminer la position du foyer est de 3.

Cependant pour augmenter le nombre de données de base du calcul et pour améliorer la précision statistique, il est éminemment recommandé d'utiliser davantage de stations, surtout si on s'intéresse également à la structure. Si l'on veut déterminer avec précision la profondeur du foyer, une station au moins doit être à une distance au foyer inférieure à cette profondeur, de sorte que l'onde P arrive en première. En pratique toutefois c'est la densité du réseau qui détermine la précision des mesures de position. Pour des séismes à faible profondeur (moins de 5 km), le réseau doit avoir une densité minimum d'une station par 12 km² pour pouvoir déterminer avec une précision raisonnable l'épicentre et la profondeur.

Le réseau devrait en principe couvrir l'ensemble de la zone étudiée et compter également une série de stations immédiatement en-dehors de cette zone.

On peut utiliser des réseaux moins denses et moins étendus au prix d'une perte de précision. Une économie peut évidemment être faite si cette perte de précision reste dans des limites tolérables. L'équilibre entre les coûts et la précision dépend essentiellement du but recherché. Dans les régions de failles très rapprochées, la précision est une condition prépondérante.

Dans certains cas, la mise en place du réseau se heurte à des questions logistiques. On peut alors appliquer une méthode qui nécessite un ou plusieurs jeux d'instruments à 3 composantes (ceux-ci mesurent la composante verticale et deux composantes horizontales orthogonales). Le principe consiste à déterminer une droite dans l'espace correspondant à l'arrivée de la première onde. L'azimut de cette droite donne l'azimut de la source à partir de la station. La distance peut être estimée en mesurant la différence de temps entre l'arrivée des ondes P et S. En connaissant l'azimut, la distance et l'inclinaison de cette droite d'arrivée du mouvement, le rayon vecteur peut être tracé à travers la structure géologique pour trouver ainsi le foyer. Cependant cette méthode n'est applicable qu'en l'absence d'une couche superficielle de faible vitesse ; si une telle couche existe, la direction du mouvement a tendance à être verticale, de sorte qu'une estimation de l'azimut s'avère quasiment impossible. Normalement les réseaux sont plus précis qu'un groupe d'instruments à trois composantes au-delà d'une distance de 5 km entre la station et le foyer.

Pour toutes les méthodes, il est recommandé d'étalonner la précision des mesures de distance sur des événements bien localisés, comme des explosions. La précision de la profondeur focale dépend tout particulièrement d'une bonne connaissance des vitesses dans la croûte terrestre.

3.6.2. Equipement

Le type d'instrument de mesure est déterminé en fonction des données recherchées, du coût global de l'opération et du degré d'expérience nécessaire pour sa mise en œuvre.

3.6. DATA COLLECTION

3.6.1. Field recording systems

Events are located by a network using arrival times of seismic waves at each of several stations. The process is basically one of assuming a focus, tracing rays back from that focus to each station, and subsequently adjusting the position of the focus to fit the observed arrival time at each station. The onset of the first arrival (P) at each site is used as standard, but later arrivals which can be identified with specific ray paths (e.g. S) can increase the overall data available in the determination. Relative timing is of prime importance in determining location accuracy.

From simple consideration of triangulation, the minimum number of stations from which location can be determined is three.

To increase redundancy in the calculation and improve statistical accuracy, more than three stations is highly desirable and is required if structure is to be determined simultaneously. If focal depths are to be accurately determined, at least one station should be within one focal depth distance of events, i.e. have direct p as first arrival. In practice, therefore, the density of a network generally controls the accuracy of location. For shallow events (down to 5 km) the network should have a density of more than one station per 12 km² to achieve reasonable accuracy in epicentre and depth.

The lateral extent of the network should ideally cover the area of interest plus a ring of stations immediately outside the area.

Networks of lower density and of restricted area can and have been used but with loss of accuracy. Substantial cost savings can be made if reduced accuracy can be accepted. The problem of balancing cost and accuracy depends on what is required of the data. In regions of closely spaced faults location accuracy may be important.

In some cases logistic problems make networks problematic. One method which may be used in such cases employs one or more 3-component sets of instruments (measuring the vertical motion and two orthogonal horizontal components). The principle here is to fit a straight line in three dimensions to the first arrival particle motion. The azimuth of the line gives the azimuth of the source from the station. Distance may be estimated from the difference in arrival times of P and S on the records. Given azimuth, distance and dip of the line which measures the angle of emergence, the rays may be traced through the geological structure from the station to obtain the focus. The above method is only applicable if a low velocity upper layer is not present; if it is, the motion tends to be vertical so that an estimate of azimuth cannot be obtained. Networks are generally more accurate than three component sets beyond 5 km from the station.

In all methods some well located events (usually explosions) are recommended to calibrate the station for location accuracy. Focal depths in particular depend for their accuracy on a detailed knowledge of velocity structure of the crust.

3.6.2. Equipment

The type of recorder is determined by the requirements of data, the overall cost level of the operation and the degree of expertise available for its support. A network of stations

Un réseau de stations transmet à un centre, par fil ou par radio, les résultats des mesures. L'enregistrement peut se faire sur bande magnétique, sur pellicule ou sur papier. L'enregistrement sur bande magnétique est généralement analogique mais l'enregistrement digital se développe et cette méthode est recommandée pour ses facilités d'analyse des résultats.

Chaque équipement installé devrait inclure :

3.6.2.1. La disponibilité d'un chronomètre de précision (<10 ms) combinée à une radio servant à contrôler la relation entre le temps local et le temps absolu si une corrélation avec d'autres stations est nécessaire, par exemple pour comparaison avec des stations de mesures télésismiques.

3.6.2.2. L'étalonnage du système sur une secousse réelle et la répétition de cet étalonnage comme contrôle de routine.

3.6.2.3. Un système de bande magnétique avec un dispositif de relecture permettant de contrôler la qualité de l'enregistrement.

3.6.2.4. Un domaine de fréquence de réponses relativement large pour faciliter une mesure précise du temps d'arrivée des secousses.

3.6.2.5. Une ampleur dynamique suffisante (environ 80 dbs) pour mesurer des séismes de magnitude 2 à 5 sans saturation, ce qui est facilement obtenu en utilisant des enregistrements digitaux (mot de 14 bit = 79 dbs).

3.6.3. Quelques problèmes logistiques

Il est indispensable de disposer d'une équipe près du site pour assurer l'entretien et la réparation des instruments. Un équipement électronique moderne est généralement très mûr mais demande un degré d'expérience plus élevé qu'un simple équipement mécanique. Alors qu'un personnel sans formation spéciale peut faire fonctionner un équipement sismique avec une supervision minimale, la direction du projet doit être assurée par un sismologue ou un ingénieur électronique qualifié. La combinaison d'un tel spécialiste et du personnel local est normalement une solution adéquate, à condition de prévoir les remplacements éventuels lors de maladie ou de vacances. Un personnel plus nombreux est généralement nécessaire pendant la période d'installation et lors du premier étalonnage des instruments.

Pour les enregistrements à long terme, la présence continue de personnel sur le site est en général superflue. Cependant les travaux d'entretien, le chargement des accumulateurs, les démarches administratives, etc ainsi que le suivi et l'interprétation des mesures peut rendre cette présence nécessaire, avec l'avantage d'un entretien immédiat.

Les mesures à long terme permettent de réduire le travail à la capacité d'un seul homme. L'argument en faveur d'un suivi et d'une interprétation des mesures directement sur le site est important car il garantit un bon fonctionnement permanent. Cependant l'interprétation détaillée se fait plus aisément au centre d'étude, qui dispose de grande capacité de calcul.

would normally record at a central point using wire or radio links. Recording can be made on magnetic tape, film or paper. Magnetic tape has generally recorded in analogue form but digital recording is now gaining ground. Magnetic tape is recommended as a convenient means of handling records for analysis.

Any equipment installed should include the following :

3.6.2.1. A clock to provide time accurately to better than 10 ms. and a radio to check the clock for absolute time if correlation to other records is required, e.g. comparison with teleseismic records.

3.6.2.2. A calibration procedure to establish real ground motion and provide routine system performance checks.

3.6.2.3. A tape system should always have a playback monitor to check record quality.

3.6.2.4. A relatively wide frequency response to facilitate accurate timing of onsets.

3.6.2.5. A wide dynamic range so that magnitude 2 to 5 events can be recorded without saturation. This implies a dynamic range of about 80 dbs. This is easily achieved using digital recording (14 bit word = 79 dbs).

3.6.3. Some logistic problems

It is important to retain staff at or close to site to carry out preventive and corrective maintenance. Modern electronic equipment is generally reliable but requires a higher level of expertise than simple mechanical equipment. Whereas unskilled personnel can operate seismic equipment with minimum supervision, a qualified seismologist/electronic engineer must oversee the project. One person trained in seismology and field maintenance of electronic equipment with local support staff is normally sufficient, with stand-ins for illness and during leave periods. Additional staff are usually required during setting up and initial calibration of the equipment.

Long term recorders make the requirement of a continuous presence of staff on site in principle unnecessary. However, the attendance to maintenance, charging batteries, dealing with customs, etc. or playing out and interpretation can retain staff permanently on site. This has the advantage that maintenance can be immediate. Long term recording is then a convenience to reduce workload to within the capability of a single man. The argument for replaying and interpretation on site is strong as this provides continuous feedback for maintenance. However, the detailed processing is better done back at base where full computer facilities can be made available.

4. PARAMÈTRES DE CHARGEMENT SISMIQUE A RETENIR POUR LE PROJET. COEFFICIENT DE SÉCURITÉ

4.1. LE RISQUE SISMIQUE ET LE PROJET

Après avoir estimé au mieux le risque sismique au site du barrage, cette estimation doit être exprimée sous une forme qui permette son introduction dans l'analyse mathématique. L'ingénieur connaît la nécessité d'une marge suffisante pour tenir compte des erreurs faites lors de l'évaluation de la sismicité, mais la traduction en paramètres utilisables dans le calcul des contraintes amène d'importantes incertitudes supplémentaires. Les méthodes de calcul sont très sophistiquées et demandent une définition exacte du mouvement du sol et particulièrement du spectre des fréquences, des amplitudes et de la durée ; en outre une idée précise du comportement des matériaux soumis à une combinaison de charges statique et dynamique est nécessaire. On dispose aussi de méthodes de calcul approchées, qui se basent sur données simplifiées, mais il est indispensable de vérifier les cas dans lesquels elles peuvent s'appliquer.

Les divers stades du projet de barrage font appel à des approches différentes de la résistance aux tremblements de terre. Au stade de l'avant-projet, on peut se contenter pour le dimensionnement d'une détermination relativement rapide des effets sismiques. Le respect de certains grands principes conduit déjà assez loin — et même jusqu'au bout dans des zones de faible sismicité — sur le chemin d'une conception parfaitement parasismique. On reviendra sur ce problème au chapitre 8.

4.2. LES DONNÉES NÉCESSAIRES POUR L'APPLICATION DES MÉTHODES SIMPLIFIÉES

Les méthodes approchées appliquées pour les études d'avant-projet utilisent l'accélération du sol comme donnée principale.

4.2.1. Pendant de longues années, on a appliqué la méthode pseudo-statique, ce qui d'ailleurs se fait encore aujourd'hui. Cependant on dispose maintenant de certains raffinements modernes qui corrigent les faiblesses évidentes du dimensionnement des anciens barrages. La réponse de la construction doit être prise en considération et ceci suppose que l'accélération appliquée augmente avec la hauteur au-dessus de la fondation (réf. 4.1). Une comparaison intéressante d'une analyse pseudo-statique et d'une analyse complète est donnée par Mori et al. (réf. 1.6) pour le barrage du Kokubo au Japon. Les facteurs d'amplification calculés de l'accélération entre la fondation et le couronnement sont de 3,5 et 3,0 pour une accélération à la fondation de 150 et 250 gal respectivement.

4.2.2. La méthode de Chopra et Corns pour des barrages-poids (réf. 4.2) tient compte de l'interaction entre barrage et réservoir, mais elle nécessite encore des modifications pour tenir compte des conditions de fondations (réf. 4.3).

4.2.3. Si on applique la méthode pseudo-statique pour un projet de barrage en remblai, il est nécessaire d'évaluer avec soin le coefficient sismique et ses variations avec la hauteur au-dessus de la fondation (réf. 4.4), ainsi que l'influence de la variation des propriétés géotechniques des matériaux de construction (réf. 4.5).

4. EARTHQUAKE LOADING PARAMETERS FOR DAM DESIGN - FACTOR OF SAFETY

4.1. EARTHQUAKE HAZARD AND DESIGN

Having made the best possible estimate of seismic hazard at the dam site, it is necessary to express this as an input for computations. The engineer knows that there must be a very wide margin for error in the assessment of seismicity, but the translation to parameters for stress analysis involves great additional uncertainties. Computation methods are highly sophisticated, and require exact statements of ground motion, including frequency content, amplitudes and duration; also precise models of material behaviour when subjected to combined static and dynamic loading. Approximate methods of calculation are available based on simpler input and it is necessary to consider the circumstances in which they can be used.

The two stages of dam design call for separate procedures in providing for resistance to earthquake forces. In the conception stage a relatively quick assessment of the effect of earthquake in shaping the structure is required. The observance of certain principles will go a long way — in zones of little activity, the whole way — towards a fully resistant design. These built-in safeguards are described in Chapter 8.

4.2. DATA FOR SIMPLIFIED METHODS OF DESIGN

In approximate methods suitable for preliminary design, the basic earthquake input to the computations is ground acceleration.

4.2.1. For years the static equivalent method has been in use, and is still used. There are, however, modern refinements which correct the obvious weaknesses of early design. The response of the structure must be considered, and this means that the applied acceleration must increase with height above foundation (ref. 4.1.). An interesting comparison of pseudo-static analysis with a complete analysis is given by Mori et al. (ref. 1.6) for Kokubo Dam in Japan. The magnification of acceleration from base to top of dam was calculated to be 3.5 and 3.0 for base accelerations of 150 and 250 gal respectively.

4.2.2. The method of Chopra and Corns for concrete gravity dams (ref. 4.2) takes into account dam/reservoir reaction, but requires modifications to take into account foundation conditions (ref. 4.3).

4.2.3. If a static equivalent method of design is applied to an embankment dam, a careful assessment of seismic coefficient and its variation with level above the foundation is necessary (ref. 4.4) including the effects of variation of the mechanical properties of the materials of construction (ref. 4.5).

Une vaste discussion sur les aspects de la conception parasismique des barrages en remblai a été présentée par Seed (réf. 1.10).

4.2.4. Une détermination du risque de fissuration à la surface peut être faite par la méthode de Lane (réf.4.6).

4.3. CALCULS SPPLÉMENTAIRES

Après l'application de ces méthodes de calcul à l'ouvrage projeté, et suivant la méthode utilisée, on peut déterminer si, sous l'effet du tremblement de terre de dimensionnement (DBE) :

- les contraintes résultantes n'entraînent pas des déformations qui dépassent la limite élastique, ou si
- la fissuration ou la distorsion de la structure et de ses ouvrages annexes restent dans des limites acceptables pour leur permettre de rester opérationnels, même si des réparations sont nécessaires.

Une décision est alors indispensable en ce qui concerne les mesures de sécurité supplémentaires à entreprendre éventuellement pour éviter une rupture sous l'effet du tremblement de terre extrême (MCE). Pour ce cas de charge, le jugement de l'ingénieur joue un rôle important, puisqu'il faut tenir compte :

- a) du degré de confiance qui peut être attribué à l'estimation de la sismicité du site
- b) du coefficient de sécurité inclus dans le choix des paramètres qu'on a introduits dans le calcul.

Si l'ingénieur est convaincu que le barrage se trouve dans une zone à sismicité modérée et si le coefficient de sécurité est satisfaisant, il peut décider qu'il n'est pas nécessaire d'aller au-delà dans l'analyse des contraintes.

C'est normalement le cas pour des barrages de faible hauteur ou si des déformations supplémentaires importantes ne peuvent provoquer ni catastrophe ni perte de vie.

En prenant cette décision l'ingénieur doit tenir compte des facteurs suivants :

- 1) l'expérience a montré que les barrages bien construits sur des fondations compactes possèdent un haut degré de résistance aux secousses sismiques d'intensité modérée, (réf. 1.10).
- 2) des études paramétriques peuvent indiquer l'influence sur les déformations et les contraintes des incertitudes dans la détermination des paramètres ; ou inversement on peut estimer la plus grande secousse admissible que la construction peut supporter sans rupture.

4.4. CRITÈRES POUR LE CHOIX DES COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ DES BARRAGES ET DE LEURS FONDATIONS APPLICABLES AUX SÉISMES

On ne perçoit pas toujours clairement la signification du « coefficient de sécurité » pour des structures supportant des déformations permanentes considérables avant la rupture et ceci tout particulièrement si les charges appliquées résultent d'un risque naturel tel qu'un tremblement de terre. Il faut néanmoins établir un critère basé sur la réserve de résistance avant la rupture. Pour le barrage-voûte de El Cajon par exemple, on a choisi le quotient entre la résistance du béton et les contraintes appliquées comme coefficient de sécurité (réf. 4.7).

Dans les paragraphes suivants qui traitent du cas général, le coefficient de sécurité est

A comprehensive discussion of considerations involved in the earthquake resistant design of embankment dams is presented in Seed (1979) (ref. 1.10).

4.2.4. An assessment of the risk of surface cracking can be made by Lane's method (ref. 4.6).

4.3. ADDITIONAL COMPUTATIONS

After the application of these methods to the proposed structure, and corresponding to the calculation methods used, when the dam is subjected to the design earthquake (DBE) either:

- the induced stresses will not deform the structure beyond the elastic limit, or
- the cracking or distortion of the structure is within acceptable limits for the structure and associated works to continue to perform while maintenance is carried out.

A decision is necessary in regard to what additional safeguard is necessary to meet the criteria for dam performance and to avoid failure should the dam be subjected to the maximum credible earthquake. At this stage engineering judgement plays an important role; and this will take into consideration:

- a) What degree of confidence can be assigned to the estimate of site seismicity?
- b) What factor of safety has been provided in selecting parameters for the calculations?

If the engineer is satisfied that the dam is in a zone of moderate seismicity, and the factor of safety is adequate, then he may decide that no further stress analysis is necessary. This applies particularly to dams of moderate size, or when the consequences of significant additional deformation would not be catastrophic or involve loss of life.

In making this decision, the engineer takes into account the following factors:

- 1) Experience has shown that well-constructed dams on firm foundations have a high degree of resistance to earthquake motions of moderate intensity (ref. 1.10).
- 2) Sensitivity tests will indicate the range of effects—both stress and deformation— due to inaccuracies of parameters; or, working in reverse, an estimate could be made of the greatest ground motion which the structure could sustain without collapse.

4.4. CRITERIA FOR FACTOR OF SAFETY OF DAMS AND FOUNDATIONS LIABLE TO EARTHQUAKE

There is no clear understanding of the meaning of "Factor of Safety" when applied to structures which suffer considerable permanent deformation before failure, and particularly when the applied loads result from natural hazard, such as earthquake. Nevertheless, a criterion for reserve of strength against failure should be established. For example, in the design of El Cajon arch dam, the Factor of Safety was then taken as the ratio of the working stress to the strength of concrete (ref. 4.7).

défini comme le rapport entre les forces à appliquer pour provoquer la rupture et les forces maximales de calcul. A chaque type de rupture correspond un coefficient de sécurité. Il faut noter que la sécurité d'un barrage en remblai doit être considérée par rapport aux déformations plutôt qu'aux contraintes.

4.4.1. But du coefficient de sécurité

Ce coefficient est nécessaire pour tenir compte :

4.4.1.1. des imprécisions et approximations résultant de la méthode de dimensionnement, de la formulation et du calcul

4.4.1.2. des inexactitudes dans le choix des paramètres tels que

- a) intensité et types de chargement
- b) propriétés des matériaux

4.4.1.3. des imprécisions diverses de construction dans les

- a) dimensions
 - b) spécifications
- } des ouvrages et de leur fondation

4.4.1.4. d'une certaine dégradation et détérioration pendant la durée effective de vie qui normalement dépasse la durée de vie « économique »

4.4.1.5. des imprévus et des risques non calculables.

4.4.2. Cumul des erreurs

Pour chaque paramètre, la marge d'erreur peut être exprimée par un facteur proportionnel e_1, e_2, \dots, e_n . Pour un seul paramètre, le coefficient de sécurité (S) est :

$$s_i = (1 + e_i)^{p_i} = \eta_i \quad (1)$$

où p_i est la puissance avec laquelle intervient l'erreur i dans le calcul.

En cumulant toutes les erreurs on obtient :

$$s = \prod_{i=1}^{i=n} [\eta_i] \quad (2)$$

Si tous les paramètres sont choisis pour exclure toute erreur réduisant la sécurité, c'est-à-dire si toutes les charges sont maximales et les résistances minimales, le facteur S nécessaire est égal à l'unité. Ceci correspond à l'approche la plus conservatrice, qui conduit généralement à une construction inutilement coûteuse. Cette méthode peut cependant être justifiée pour l'analyse de la stabilité d'un barrage sous l'effet du MCE, avec une distorsion admissible extrême mais sans rupture.

Dans le cas général, par exemple si l'on applique des méthodes de calcul simples ou pour l'analyse dynamique sous l'effet du DBE, on utilise les paramètres les plus probables et les erreurs ne peuvent se cumuler totalement.

Si ce cumul n'affecte qu'un pourcentage de la valeur de chaque erreur, on obtient :

$$\eta_i = \left(1 + \frac{d}{100} \cdot e_i\right)^{p_i} \quad (3)$$

$$s = \prod_{i=1}^{i=n} [\eta_i] \quad (4)$$

L'évaluation du coefficient de sécurité est alors basée sur un chargement sismique qui correspondrait à la rupture.

In the following paragraphs dealing with the general case, Factor of Safety is defined as the ratio of the applied forces which would cause failure, to the anticipated maximum forces for which the structure is designed. There will be a separate Factor of Safety for each mode of failure. It is to be noted that the "safety" of an embankment dam is related to deformation rather than to stress.

4.4.1. The purpose of Factor of Safety

Factor of Safety is required :

4.4.1.1. To allow for inaccuracies and/or approximations in design methods, formulation and computing.

4.4.1.2. To allow for inaccuracies in the selection of design parameters:

- a) Intensities and types of loading
- b) Properties of materials

4.4.1.3. To allow for inaccuracies of construction:

- a) Dimensions
 - b) Specifications
- } of constructed works and foundations

4.4.1.4. To allow wear and tear and deterioration:

In this connection account must be taken of the actual life of the structure which normally greatly exceed its "economic" life.

4.4.1.5. To allow for unforeseen or unquantifiable hazards.

4.4.2. Cumulation of Errors

For each parameter entering the computations there is a margin of error which can be expressed as a proportional factor, e_1, e_2, \dots, e_n . For only one parameter, the factor of safety (S) to be provided would be

$$s_i = (1 + e_i)^P = \eta_i \quad (1)$$

where P is the power by which the error enters into the analysis. By cumulating all the errors

$$s = \prod_{i=1}^{i=n} [\eta_i] \quad (2)$$

If all the parameters are chosen to avoid possibilities of unsafe error i.e. all loads are maximum, all strengths are minimum, then the factor of safety required is 1. This is the most conservative approach generally resulting in an unnecessarily expensive structure. This approach may however be justified when considering the stability of the dam subjected to the MCE, and with maximum allowable distortion but no failure in the stress analysis.

For the general cases, for example when using simple methods of design, or when making a dynamic analysis for the DBE, the most probable parameters are used we may assume that the errors are not fully cumulated.

If the errors are cumulated with d % of their values

$$\eta_i = \left(1 + \frac{d}{100} \cdot e_i\right)^{pi} \quad (3)$$

$$s = \prod_{i=1}^{i=n} [\eta_i] \quad (4)$$

The evaluation of the factor of safety which has been provided requires a calculation of the earthquake loading which would just cause failure.

4.5. INTRODUCTION DES PARAMÈTRES SISMQUES DANS L'ANALYSE DYNAMIQUE

Théoriquement, l'effet global d'un tremblement de terre sur un barrage ne peut être évalué que par une analyse dynamique et il est recommandé d'effectuer un tel calcul pour tout grand barrage situé dans une zone à grande sismicité. Les données sismiques nécessaires aux calculs sont des mouvements du sol de durée, spectre de fréquences et amplitudes déterminés, dont le choix est fait comme suit :

La durée et le spectre des fréquences du mouvement du sol sont déterminés par les conditions géologiques entre le foyer et le site et aux environs de ce dernier. On choisit un certain nombre d'enregistrements existant correspondant à des conditions similaires, aussi bien pour les propriétés géotechniques des terrains traversés que pour la distance entre le foyer et le site. En particulier, l'enregistrement doit provenir d'un instrument situé sur une roche dure similaire ou sur un terrain sédimentaire meuble similaire.

Les amplitudes du mouvement ne sont pas celles obtenues par les reconnaissances sismiques mais proviennent d'une transformation affine de mouvements enregistrés. (Un exemple est donné dans la réf. 4.4).

Comme les données disponibles ne possèdent que rarement des caractéristiques désirées ni du point de vue du déplacement, de la vitesse et de l'accélération de pointe, ni de la durée et d'autres caractéristiques significatives, quelques modifications et mise à l'échelle des enregistrements existants sont généralement nécessaires afin d'obtenir le mouvement du sol pour le séisme de projet. D'autres facteurs importants qui doivent être également pris en compte dans la détermination du séisme du projet sont le spectre de réponses aux mouvements, l'amortissement à introduire dans l'analyse, les méthodes pour combiner les cas de charge de différentes provenances, les effets non-linéaires et de plasticité dans la construction et la méthode de calcul à appliquer pour le mouvement sismique. Ainsi une forte accélération de pointe combinée à une très haute fréquence peut ne pas représenter l'aspect le plus dangereux d'un enregistrement donné et bien qu'on ne retienne souvent comme critère que les accélérations de pointe, elles ne sont pas nécessairement les éléments les plus déterminants. De plus, les caractéristiques du mouvement de projet introduites dans l'analyse dynamique peuvent être différentes de celles d'un enregistrement sismique au site et cette distinction exige de la part de l'ingénieur une grande faculté d'appréciation et de compréhension de la sismologie des séismes importants.

L'analyse des contraintes est une opération complexe qui exige un long travail d'ordinateur. Si l'on introduit le comportement non-linéaire des matériaux, il est nécessaire de procéder par approximation successive (chapitre 8).

4.6. SUBSTITUTION DE SÉISMES DE COURTE DURÉE

Zienkiewicz, Bicanic et Fejzo (réf. 4.7) ont étudié l'application de séismes de courte durée comme séisme de substitution pour le calcul des contraintes. Ces séismes tiennent compte de la réponse de la construction et, l'utilisation de l'accéléro-gramme substitué paraît être justifiée du moins dans une étape préliminaire, compte tenu que le modèle établi pour l'analyse non-linéaire comporte beaucoup d'incertitudes.

4.7. LE MODÈLE INTÉGRÉ

Il faut enfin rappeler la méthode proposée et étudiée par le Dr Long (réf. 4.9). Il construit un modèle de la structure géologique entière entre le foyer et le site, dans lequel le barrage apparaît comme faisant partie du paysage. Il s'agit en principe d'un important pas en avant puisqu'il permet de supprimer bon nombre d'hypothèses pour la loi d'atténuation et le choix du mouvement du sol sur le site. Comme Long l'explique clairement, il existe encore de nombreuses difficultés dans la collection des données et l'établissement d'un modèle intégré. Cependant l'idée est correcte dans son principe, la solution s'avère pratique, et la recherche doit être poursuivie.

4.5. SEISMIC INPUT FOR DYNAMIC ANALYSIS

Theoretically, the full effect of earthquake on the dam can only be ascertained by dynamic analysis, and it is advisable to do this for any large dam in a zone of great earthquake activity. The seismic input for the computations consists of a ground motion of selected duration, frequency content and amplitude. The process of selection is as follows:

The duration and frequency content of the ground motion are determined by the geological conditions between the earthquake event and the site, and at the site. A number of existing records can be selected for which the conditions are similar, i.e. the distance site to event is similar, and the motion will pass through rocks of similar geotechnical properties. In particular, the instrument from which the record was obtained was sited on similar hard rock or similar layers of softer deposits.

The amplitude of the motion will not be the same as that which has been estimated from the seismic investigations. This is corrected by scaling the recorded motions. (An example is given in ref. 4.4).

Since the available recordings will rarely have the desired characteristics with regard to peak acceleration, velocity and displacement, as well as duration and other significant characteristics, some degree of scaling and modification of existing records will usually be required to develop the required "design motions". Other factors which must be considered in developing a design earthquake are the response spectrum of the motions, the damping values to be used in the analysis, the proposed methods for combining loadings from different sources, non-linear or ductility effects in the structure under consideration and the method of analysis with which the motions are to be used. Thus a high peak acceleration at a very high frequency may not be the most damaging aspect of any given recorded motion and although peak accelerations are often the most widely discussed aspect of design criteria, they are not necessarily the most significant. Furthermore, the characteristics of a design motion to be used for analysis may be different from those of an instrumental recording from an earthquake at the site and this differentiation involves a considerable degree of judgement and understanding of strong motion seismology on the part of the design engineer.

The stress analysis is a complex operation requiring long computer time. Due to the non-linear behaviour of materials, a step by step procedure is necessary (Chapter 8).

4.6. SHORT DURATION SUBSTITUTE EARTHQUAKES

Zienkiewicz, Bicanic and Fejzo (ref. 4.8) have investigated the use of short duration substitute earthquakes for stress analysis. These take into account the response of the structure, and in view of the uncertainties of engineering modelling for non-linear analysis, the use of such substitute accelerograms is justified at least in preliminary design stages.

4.7. THE INTEGRATED MODEL

Finally, we must consider the method proposed and investigated by Dr. Long (ref. 4.9). He models the whole geological structure from earthquake source to site, on which the dam appears as part of the landscape. In principle, this is a great step forward, as it automatically removes the guesswork involved in deciding on an appropriate attenuation law, and choosing a time-history of ground motion at the site. As Long rightly points out, there are many difficulties in collecting data for, and formulating the integrated model. Nevertheless, it is so right in principle, and the solution is proving practical, that research on these lines must continue.

5. INSTRUMENTS DE MESURE

5.1. BUTS DES MESURES

Les raisons de l'auscultation sismique des barrages sont :

5.1.1. La vérification de la stabilité du barrage et des rives de la retenue pendant et après un séisme.

5.1.2. L'obtention d'informations sur le comportement dynamique effectif des barrages, la confirmation des hypothèses prises en compte dans leur conception parasismique et l'amélioration des théories de calcul.

5.1.3. Eventuellement l'étude de la sismicité induite par le réservoir.

L'expérience tirée de barrages existants soumis à des tremblements de terre a fourni des informations de première importance pour la conception parasismique (réf. 5.1. — 5.6 etc). Une bonne instrumentation est la meilleure garantie d'obtenir d'autres résultats utiles pour les règles de conception parasismique.

Pour satisfaire les buts proposés, plusieurs instruments doivent être installés, dont un certain nombre d'appareils relativement compliqués et délicats, et la garantie d'une grande fiabilité pendant de longues années, est indispensable.

Grâce aux récents développements de la technique en électronique, la précision s'est améliorée et l'interprétation des résultats en grand nombre s'est accélérée, mais certains instruments de mesures de conventionnels donnent également des résultats satisfaisants. Le système d'instrumentation doit être conçu pour s'adapter à chaque site particulier.

5.2. GRANDEURS MESURÉES

Il y a deux genres de mesures, les dynamiques et les statiques. Les premières contrôlent le comportement dynamique des barrages lors des séismes et les deuxièmes fournissent des informations sur le changement éventuel des caractéristiques du barrage résultant d'un tremblement de terre. Ces deux genres peuvent être résumés comme suit :

5.2.1. Mesures dynamiques et position des instruments

- | | |
|--|---------------------------------|
| a) Mouvement sismique (accélération, vitesse, déplacement) | Barrage, fondation et alentours |
| b) Contraintes et déformations | Barrage et fondation |
| c) Pressions et interstitielles, sous-pressions, pressions hydrodynamiques | Barrage et fondation |

5.2.2. Mesures statiques et emplacements des instruments

- | | |
|--|---------------------------------|
| a) Déplacements (y compris changement de la topographie en cas de glissements, faille, etc), inclinaisons, fissurations. | Barrage, fondation et alentours |
| b) Fuite d'eau du réservoir | Barrage et fondation |
| c) Contraintes et déformation | Barrage et fondation |
| d) Pressions interstitielles, sous-pressions, nappe phréatique | Barrage, fondation et alentours |

5. INSTRUMENTATION

5.1. OBJECTIVES

The reasons for seismic instrumentation of dams are:

- 5.1.1. To verify the stability of dams and reservoirs during and after earthquakes.
- 5.1.2. To obtain information on the actual dynamic behaviour of dams to confirm the assumptions for the aseismic design and also to improve the theory of design.
- 5.1.3. In some cases, to investigate reservoir induced seismicity.

Experience of existing dams subjected to earthquakes has presented the most reliable information concerning design (ref. 5.1 - 5.6, etc.). Good instrumentation will give us further useful information on design procedures for resisting earthquake.

To satisfy these objectives, several instruments must be installed. Some instruments for seismic measurement are relatively complicated and delicate but it is necessary to possess high reliability in the long term.

Recent developments in electronic technology improve accuracy and allow faster processing of a large amount of measured data, but some conventional measuring devices give sufficiently stable performance, and so instrumentation systems must be designed to suit each site.

5.2. MEASUREMENT ITEMS

Measurement items are divided into dynamic and static; the former record the dynamic behaviour of dams during earthquake, and the latter record the changes in the characteristics of dams from before to after earthquakes. Two types of measurements are summarised as follows:

5.2.1. Dynamic Measurement Items and Positions

- | | |
|---|---|
| a) Earthquake Motions
(Acceleration, velocity,
and displacement): | Dam body, foundations and
surroundings |
| b) Stresses and strains: | Dam body and foundations |
| c) Pore pressures, uplift
and hydrodynamic pressures: | Dam body and foundations |

5.2.2. Static Measurement Items and Positions

- | | |
|--|---|
| a) Displacements (including
topographical changes at
landslides, faults, etc.)
inclinations and cracking: | Dam body, foundations and
surroundings |
| b) Leakage of reservoir: | Dam body and foundations |
| c) Stresses and strains: | Dam body and foundations |
| d) Pore pressure, uplift and
ground water level: | Dam body, foundations and
surroundings |
-

5.3. INSTRUMENTS

La technologie de l'instrumentation se perfectionne très rapidement en nous apportant de nouveaux appareils, aussi bien pour les mesures dynamiques que statiques qui ont trait aux tremblements de terre. Différents types d'appareillage existent et il est donc nécessaire de tenir compte des caractéristiques de ces instruments avant d'installer un système d'instrumentation.

5.3.1. Sismographes (réf. 5.7 - 5.9)

On utilise généralement des sismographes électromagnétiques aussi bien que mécaniques. Tous deux enregistrent les séismes au moyen d'un système masse-ressort-amortisseur. Le type électromagnétique mesure le courant électrique produit par des bobines, tandis que le type mécanique mesure le mouvement d'un pendule qui est mécaniquement amplifié. Des amplificateurs électriques sont habituellement utilisés dans les sismographes de type électromagnétique pour améliorer le rapport signal/bruit. Quelques sismographes mesurent simultanément l'accélération, la vitesse et le déplacement et comportent un circuit de différentiation ou d'intégration.

En général, les sismographes électromagnétiques possèdent des capteurs qui sont installés à chaque point de mesure, mais l'amplificateur, l'enregistreur, etc. sont à l'intérieur d'un local d'observation. Par contre, les sismographes mécaniques ont leurs capteurs, enregistreurs et autres éléments dans des boîtes à chaque point de mesure. Le type mécanique a parfois l'avantage d'une plus grande simplicité d'installation et de fonctionnement. Comme chaque sismographe a des caractéristiques différentes, il est fortement recommandé de l'étalonner au moyen d'une table vibrante avant de procéder à l'installation définitive. Les spécifications typiques des sismographes d'accélération sont les suivantes :

	<i>El. magn.</i>	<i>Mec.</i>
Fréquence naturelle	3.0 Hz	20 Hz
Champ de mesure	0,3 - 30.0 Hz	0 - 20 Hz
Pourcentage d'amortissement critique	11 %	60 %
Sensibilité	3 mV/gal	5mm/1 000 gal
Accélération maximum mesurée	600 gal	1 000 gal

5.3. INSTRUMENTS

Instrumentation technology advances rapidly as new types of instrument are developed, both dynamic and static instrumentation being used for measurement of seismic effects. There are various types of transducers, and it is necessary to take into account the characteristics of the instruments before setting up the instrumentation system.

5.3.1. Seismographs (ref. 5.7 - 5.9)

Both electromagnetic and mechanical seismographs are widely used. Both types detect earthquake motions by means of mass-spring-damper systems. The electromagnetic type record the electric current detected by the coils, while the mechanical type record the pendulum motion mechanically amplified. With most electromagnetic type seismographs, electric amplifiers are used to improve signal-to-noise ratios. Some seismographs measure acceleration, velocity and displacement simultaneously and include a differentiating or integrating circuit.

Generally speaking, electromagnetic seismographs have some transducers installed at each measuring point, but amplifiers, recorders, and so on, are inside the observation room; on the other hand, mechanical type seismographs have transducers, recorders, and the other devices in boxes at each measuring point. In some cases the mechanical type has the advantage of simplicity of installation and operation. As individual seismographs have different characteristics, it is strongly recommended to calibrate them by means of a shaking table test before installation. Typical specifications of acceleration seismographs are:

	<i>Electromagnetic</i>	<i>Mechanical</i>
Natural Frequency:	3.0 Hz	20 Hz
Measurement Bandwidth:	0.3 - 30.0 Hz	0 - 20 Hz
Damping Ratio of Critical:	11 %	60 %
Sensitivity:	3 mV/gal	5 mm/1,000 gal
Measuring Maximum Acceleration:	600 gal	1,000 gal

L'influence de la fréquence sur la sensibilité et l'angle de phase est représentée Fig. 5.1 et 5.2.

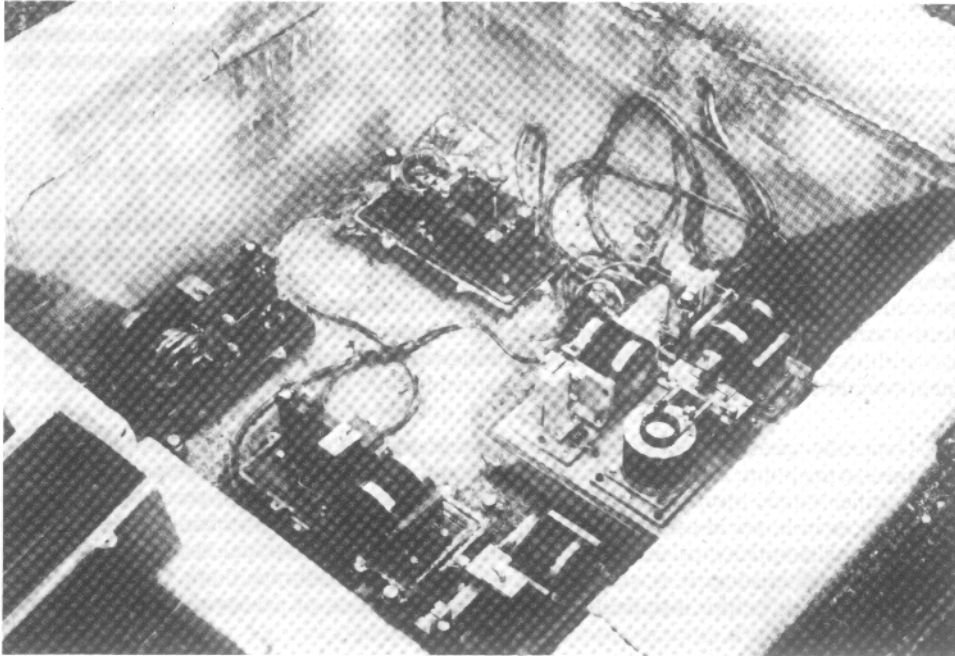


Photo : Electric Power Development Co.

Sismomètre électromagnétique de fondation.

Electromagnetic seismometers for installation within the dam Foundation.

On utilise fréquemment des sismographes mesurant la vitesse. Une spécification typique pour un tel sismographe électromagnétique est :

Fréquence naturelle	1 Hz
Champ de mesure	0.5 - 50 Hz
Sensibilité	0.7 mV/cm · l ⁻¹
Vitesse maximum mesurée	100 cm · l ⁻¹

En plus des accéléromètres électromagnétiques et mécaniques, on a utilisé récemment des accéléromètres à équilibrage magnétique (réf. 5.10). Le principe de ces accéléromètres est essentiellement un système masse-ressort, dans lequel une bobine détectrice enregistre de petits déplacements d'un pendule et la force de rappel causée par une bobine motrice maintient la bobine détectrice dans la position neutre. Comme le courant électrique passant par la bobine motrice est à peu près proportionnel à l'accélération extérieure, ce courant sert de mesure de l'accélération. Si dans ce système on utilise un amplificateur avec une amplification suffisamment forte et une bobine motrice avec des caractéristiques stables dans un large domaine de fréquence, ce type d'accéléromètre a des caractéristiques d'amplitude et de phase assez stables dans un large domaine de fréquence.

The characteristics of the above seismographs are shown in fig. 5.1 and 5.2.



Photo : Tokyo Electric Power Co.

Centre d'enregistrement des mesures. Les transducteurs électriques sont reliés au centre ; ce schéma permet des lectures numériques avec enregistrement en temps réel.

Measuring and recording centre associated with a dam. Electric transducers are connected to the centre which provides digital readings recorded in real time.

Seismographs recording velocity are often used. A typical specification for an electromagnetic velocity seismograph is:

Natural frequency	1 Hz
Measurement Bandwidth	0.5 - 50 Hz
Sensitivity	0.7 mV/cm.s ⁻¹
Measuring maximum velocity	100 cm.s ⁻¹

In addition to electromagnetic and mechanical accelerometers, Magnetic Force Balance Type (MFB) have recently been used (ref. 5.10). The principle of MFB accelerometers is essentially a mass-spring system in which a detecting coil detects a slight displacement of the pendulum and the feed-back force caused by a driving coil makes the detecting coil remain at the neutral position. As the electric current to the driving coil is almost proportional to the external acceleration, this current is measured as an acceleration signal for the recorder. When an amplifier with sufficiently large amplification and the driving coil, which has flat driving constants over a wide frequency range, are used in this system, MFB gives sufficiently flat characteristics in terms of amplitude and phase over a wide frequency range.

5.3.2. Autres instruments (réf. 5.11)

Les autres instruments sont divisés en appareils de type électrique, mécanique, hydraulique et optique. En général, les appareils électriques et mécaniques sont utilisés pour les mesures à l'intérieur du barrage, telles que contraintes, pressions interstitielles et déformations et les appareils optiques et mécaniques pour les observations en surface telles que déflexions et déplacements etc.

a) *Appareils électriques*

Ces appareils comprennent les capteurs de déformations et de contraintes, les cellules de pression des terres, les cellules de pression interstitielle, les témoins de joints, les clinomètres, les extensomètres (en forage ou dans le corps du remblai) et les thermomètres.

Les différents types sont :

Carlson, corde vibrante, jauge de déformation, transformateur différentiel.

Il existe aussi des capteurs du type potentiomètre, piézoélectrique, semi-conducteur et à induction, qui ne sont pas encore largement utilisés pour l'auscultation des barrages.

Les domaines de mesure des appareils électriques sont variés et les instruments choisis doivent avoir un domaine de mesure et une précision adéquats pour le but recherché. La précision est normalement de l'ordre du type d'un 1/100 de l'étendue du domaine de mesure à l'exception des extensomètres du type à induction et des instruments à corde vibrante qui atteignent la précision inférieure au millième.

b) *Appareils mécaniques*

Ces appareils sont principalement utilisés pour des mesures de déplacement dans toutes les directions. Ils sont du type pendule ou à bras transversaux (réf. 5.12).

Le principe de mesure des appareils à bras transversaux est le suivant :

Plusieurs éléments des tubes sont liés ensemble télescopiquement de sorte que les éléments adjacents possèdent des diamètres différents, et sont incorporés verticalement dans les remblais. Quelques-uns de ces éléments sont munis de bras transversaux horizontaux (semblables à des ailes) qui se déplacent verticalement avec la terre environnante. Les mouvements de chacun de ces éléments spéciaux peuvent être contrôlés à partir du sommet à l'aide d'un capteur mobile mécanique ou électrique.

c) *Appareils hydrauliques et pneumatiques*

Ces instruments sont normalement destinés à mesurer les contraintes, pressions interstitielles, inclinaisons, déplacements et débits de percolation. Ils comprennent les types suivants :

Manomètres, cellules de pression (USBR), tuyaux horizontaux et tuyaux en forme de U, bacs déversants.

d) *Appareils optiques*

Ils sont utilisés pour des mesures de déplacement et de déflexion et se basent sur deux méthodes différentes :

- géodésie optique : des points de repères sont choisis aux environs du barrage et sur ses surfaces extérieures, où l'on fixe les mires. Les déplacements respectifs sont alors contrôlés par des instruments classiques ou du type laser.
- électro-optique : on utilise des mires plates noircies pour créer un contraste à la lumière et au moyen d'un point absolument fixe pour l'instrument de contrôle on détermine la position de la mire en cherchant l'image à travers la lentille.

5.3.2. Instruments Other Than Seismographs (ref. 5.11)

Instruments other than seismographs are divided into electrical, mechanical, hydraulic and optical types. Generally, electrical and mechanical types are used for measurements inside the dam body, e.g. stresses, strains, pore-pressures and deformations, while optical and mechanical types are mainly used for surface observations, e.g. deflections and displacements, etc.

a) *Electrical type*

Electrical type instruments include strain meters, stress meters, earth-pressure meters, pore-pressure meters, joint meters, clinometers and temperature meters. The various types are:

Carlson, vibrating wire, strain gauge and differential transformer. Also extensometers and clinometers in boreholes or in embankments. There are also transducers of resistance, potentiometer, piezoelectric, semi-conductor and induction types, but these are not yet widely used for measurement of dams.

The ranges of electrical measuring apparatus are at several levels, so that apparatus with suitable range and accuracy for its purpose should be selected. System accuracy may be about 1/100 of the measuring range, except that accuracy better than 1/1000 is possible for induction type extensometers and vibrating wire instruments.

b) *Mechanical type*

Mechanical type instruments are used mainly for the measurements of displacements in all directions; vertical, horizontal and inclination. They may be of pendulum or cross-arm type (ref. 5.12).

The measuring principle of the cross-arm type is as follows:

Several elements of pipes are assembled telescopically so that adjacent elements have different diameters, and are buried vertically in fill dams. Some elements have cross-arms horizontally like wings so as to move vertically with the surroundings. The movement of each element with a cross-arm can be detected from above by a mechanical or electrical torpedo.

c) *Hydraulic and pneumatic types*

These are used to measure stresses, pore-pressures, inclinations, displacements and leakage water. They include the following types: pressure gauge, level tube, U-tube and weir type, and the USBR pore-pressure cell.

d) *Optical type*

These are used for the measurement of displacements or deflections. There are two methods:

- Optical Survey: Points are selected for fixing targets at the surroundings and exterior surface of dams. Movements of points are measured using conventional optical surveying instruments or laser ray instruments.
- Electro-Optical Type: Electro-optical type instruments require a plate target with contrasting dark against light and an absolutely fixed point for the detecting device. This transducer determines the position of the target by means of scanning the image through the lens.

5.4. DISPOSITION ET MISE EN PLACE

5.4.1. Disposition

Le choix et le domaine d'application des différentes mesures dépendent de l'importance et du type de barrage, de la sismicité du site et d'autres facteurs, les types de mesures étant choisis pour prendre en compte aussi bien les aspects dynamiques et statiques des mesures à effectuer.

La distribution des instruments est normalement la suivante :

Les sismomètres sont installés sur le sol naturel ainsi que sur le barrage, ces derniers devant permettre de préciser les modes de vibration du barrage.

Pour les barrages en remblai, les mouvements dans le noyau sont à distinguer de ceux à la surface des parements.

Pour mesurer l'influence des effets dynamiques, des capteurs de contraintes et de déformations dynamiques sont installés dans les barrages en béton et des cellules de pressions (pressions des terres et pressions interstitielles) dans les barrages en remblai. En outre, à la base des barrages en béton des cellules de pression interstitielle sont installées pour mesurer les forces dynamiques de sous-pression.

A part l'auscultation dynamique, des pendules sont installés dans la section principale des barrages et mesurent la déformation résiduelle imputable aux tremblements de terre.

5.4.1.1. Mesures dynamiques

Le système de mesure électrique garantit un rapport signal/bruit suffisant et une simplicité d'interprétation. Un exemple d'un système de mesures est donné Fig. 5.3. Les points importants sont les suivants :

a) Capteurs

Les caractéristiques dynamiques tels que sensibilité, phase et domaine de fréquence sont à étudier avec soin. A part les caractéristiques directes, il faut connaître les caractéristiques du système combiné comprenant les capteurs, les câbles, les amplificateurs et les instruments d'enregistrement, etc.

b) Câbles

Ils doivent présenter une résistance électrique minimale et une résistance mécanique adéquate. Si les câbles sont installés au voisinage d'autres équipements électriques, il faut prévoir une protection contre l'induction. Pour des câbles extrêmement longs, des pré-amplificateurs sont fréquemment installés près des capteurs.

c) Contrôle automatique de l'atténuation

Il est souhaitable d'utiliser un appareil automatique de contrôle de l'atténuation si l'on veut enregistrer les données dynamiques aussi bien pour des séismes intenses que faibles. Cette installation est nécessaire si l'on prévoit un dépassement du domaine de mesure ou si le signal dépasse la tension d'entrée admise pour l'enregistreur.

d) Démarreurs

Quelques sismographes sont munis d'un système automatique de démarrage utilisant fréquemment des capteurs placés dans la fondation.

e) Appareils d'enregistrement

Ces appareils sont en général soit du type oscillographe électromagnétique muni d'une plume ou d'un enregistrement lumineux sur papier sensible soit du type bande magnétique.

Des instruments magnétiques avec signal analogique ont été utilisés mais ceux avec

5.4. ARRANGEMENT AND INSTALLATION

5.4.1. Arrangement

Selection and distribution of measurements depend on the type and importance of the dam, site seismicity and other factors, the types of measurements being selected to suit both the dynamic and static measurement items.

The usual distribution of measurements is as follows:

Seismometers are installed on dams as well as on the ground. Seismometers on dams are distributed so as to clarify vibration modes of dams. Particularly in cases of embankment dams, it should be noticed that movements in the core differ from those on the surface of the slope.

To clarify dynamic stresses, dynamic stress meters or dynamic strain meters are installed in concrete dams, and dynamic earth-pressure meters and dynamic pore water pressure meters in embankment dams. Furthermore, at the bottom of concrete dams, hydraulic pressure meters are installed to measure dynamic up-lift forces.

Besides dynamic measurements, plumb lines are installed at the crown section of dams for measuring residual deformation due to earthquakes.

5.4.1.1. *Dynamic Measurements*

The electrical measuring system is designed to provide adequate signal-to-noise ratio and easy data processing. An example of the measurement system flow is shown in Fig. 5.3. Points requiring care are as follows:

(a) *Transducers*

Dynamic characteristics such as frequency range, phase, sensitivity, etc., must be thoroughly investigated. It is necessary to know not only the characteristics of the transducers solely but also the comprehensive characteristics of combined systems made up of cables, amplifiers, recorders and so on.

(b) *Cables*

Conductors must have small resistance and adequate mechanical strength. When cables are installed close to other electrical facilities, they must be protected to avoid electrical induction. When extremely long cables must be used, preamplifiers are often installed next to the transducers.

(c) *Automatic Attenuation Controller*

It is desirable to use an automatic attenuation controller, if the seismic data during both strong and faint earthquakes are expected to be recorded. This device is provided if it is thought that recorded waves would exceed the chart width or that the signal would exceed the allowable input voltage of the magnetic tape recorder.

(d) *Trigger or Starter*

Some of the seismographs are selected as the detectors for triggering. Transducers located at foundations are frequently used.

(e) *Recording Device*

Major recording devices are as follows: electro-magnetic oscillographs using pens, optical electro-magnetic oscillographs using light-sensitive paper, or magnetic tape recorders.

Analogue-signal magnetic recorders have been used, but digital-signal type can give

signal digital donnent des résultats plus précis. Depuis quelques temps, on pratique l'enregistrement sur piste unique de nombreux points de mesure.

On a commencé récemment à mettre en service des instruments qui retardent l'émission des résultats pendant quelques secondes. Ce dispositif permet de connaître les phases initiales d'un séisme. Dans la plupart des cas, des mémoires à circuit intégré sont utilisées dans ces dispositifs.

f) Autres installations

Des enregistreurs de temps et une alimentation en courant électrique sont en plus nécessaires. Il est souhaitable d'installer des sismographes mécaniques avec équipement électrique pour se prémunir des pannes éventuelles. Afin d'assurer la mesure exacte du temps, un système de contrôle des chronomètres basé sur un signal de temps donné par la radio est indispensable. On peut aussi se référer à des satellites artificiels.

5.4.1.2. Mesures statiques

Elles sont destinées à comparer les conditions avant et après le séisme, et il faut prévoir un programme d'auscultation périodique en conséquence. La fréquence des mesures s'effectue normalement une fois par mois et les résultats doivent être classés et mis en mémoire.

5.4.2. Mise en place

Les dispositions à prendre lors de la mise en place des instruments sont les suivantes :

5.4.2.1. Capteurs à mesures électriques

a) Pour les barrages en béton la mise en place se fait dans des évidements prévus lors du bétonnage. Après leur installation, les instruments sont enrobés de béton ou de mortier garantissant leur position et direction exactes avec des dispositifs de fixation. Dans les remblais, la mise en place se fait en caniveau ou sur une surface compactée, et après l'installation les capteurs sont enrobés de matériaux à grains fins. Un soin particulier doit être apporté au respect exact de leur position et direction. En plus il est nécessaire d'éviter toute influence nuisible de travaux ultérieurs qui pourraient modifier les positions et directions des instruments déjà mis en place.

b) Immédiatement avant et après l'installation des appareils, il faut contrôler leur comportement. Les installations électriques exigent une protection parfaite contre l'humidité.

5.4.2.2. Câbles

a) Les câbles doivent présenter une résistance et une durabilité suffisantes. On utilise généralement des câbles en chloroprène ou en néoprène.

b) Ils doivent en plus être protégés contre tout endommagement pendant la période des travaux. Il faut prévoir une longueur de câbles adéquate pour éviter leur mise sous tension. Des connexions intermédiaires sont à éviter et celles indispensables doivent présenter la même résistance mécanique et contre l'humidité que les câbles eux-mêmes.

Dans les barrages il faut également éviter de poser les câbles dans la direction amont-aval traversant ainsi le béton ou le remblai. Dans certaines régions ils doivent tout spécialement être protégés contre la foudre.

5.4.2.3. Autres appareils de mesure

Comme pour les instruments électriques, il faut prévoir des contrôles minutieux des appareils avant et après leur mise en place. La pose de pendules et de repères de tassement du type à bras transversaux nécessite de prendre en compte la totalité du programme des travaux.

more accurate recording. Devices for multi-channel recording from many measuring points on one track have recently come into use.

Recently, data delay devices have come into use, in order to obtain the data at the initial stage during earthquakes. This device stores the past data for several seconds, and outputs the stored data sequentially after a certain number of seconds. In most cases, integrated circuit memories are employed in the devices.

(f) *Others*

Time recorders and electric power supply are necessary. It is desirable to install mechanical seismographs with electrical equipment in case some unexpected accidents should occur. To record absolute time accurately, it is necessary to have a clock checking system using radio time signal. Man-made satellites may be used.

5.4.1.2. Static Measurements

Static measurements compare conditions before and after earthquakes. It is necessary to plan the periodic measuring schedule so as to be prepared for the earthquakes. The frequency of measurements is normally once a month, and the records obtained are classified and stored.

5.4.2. Installation

Precautions when installing measuring apparatus are as follows:

5.4.2.1. Transducers of Electric Measurements

a) For concrete dams, recessions are made by block-outs, and after installation of measuring apparatus, they are fixed with mortar or concrete, and stiff jigs are used for fixing directions. For fill dams, recessions are dug at compacted surfaces, and after installing transducers, fine-grained materials are carefully backfilled. Especially, care is to be exercised so that transducers will be installed in exact position and direction as specified. Also, it is necessary to avoid strong impact to the transducers during following work, so that the specified positions and directions will not be changed.

b) Immediately before and after installation of measuring apparatus, their condition must be checked. Perfect watertightness is required for electric insulation.

5.4.2.2. Cables

a) Cables must possess sufficient strength and durability. In general cabletyre cables, made of chloroprene rubber or neoprene rubber, are used.

b) Cables must be protected against damage during construction works. It is necessary to have sufficient allowance in length not to put tension on the cables. Intermediate cable connection is undesirable. The connection should possess sufficient strength and be waterproof if provided.

Cables should not be placed in upstream-downstream direction crossing the concrete dam body or core of the fill dam. Lightning protection may be necessary in some areas.

5.4.2.3. Other Measuring Apparatus

As for electrical measuring apparatus, great care must be exercised with adequate checks before installation and after. Installation of plumb lines and cross-arm-type settlement gauges must take into account the whole construction schedule.

5.5. ENTRETIEN

Les spécifications d'entretien doivent garantir le meilleur fonctionnement possible de tous les appareils et spécialement des systèmes d'observation dynamique. Dans les barrages de construction récente les appareils électriques de mesure ont été installés de préférence à l'intérieur des bureaux administratifs afin de bénéficier de meilleures protections contre l'humidité et la poussière.

Un exemple de programme d'entretien pour les instruments dynamiques est le suivant :

Fréquence d'inspection :

Une fois par mois ou immédiatement après un séisme.

Eléments d'inspection :

Alimentation en courant électrique
Fonctionnement du démarreur
Fonctionnement des parties mécaniques de l'instrument
Quantité de bande magnétique ou de papier d'enregistrement en réserve
Si possible fonctionnement du capteur
Précision de la transmission du signal entre le capteur et l'enregistreur.

Un exemple de programme d'entretien pour ces instruments statiques est le suivant :

Eléments d'inspection

Fréquence

Résistance électrique de l'isolation	tous les 6 mois
Conductivité des câbles électriques	tous les 6 mois
Indicateurs des appareils électriques	tous les 6 mois
Vidange des tuyaux piézométriques	tous les 6 à 12 mois
Position et direction	selon nécessité
Autres	tous les 6 à 12 mois

Après environ 2 ans, la fréquence des mesures et des inspections doit être ajustée sur la base de l'expérience acquise sur le fonctionnement et le comportement des ouvrages et des instruments. Dans la plupart des cas une réduction de la fréquence des mesures statiques est justifiée, mais pour un ancien ouvrage ou après quelques incidents particuliers, il est éventuellement nécessaire d'augmenter cette fréquence.

5.5. MAINTENANCE

Maintenance standards must ensure that all measuring apparatus will always work normally, the dynamic observation systems requiring special attention. In recently constructed dams, electrical measuring apparatus has been installed in administrative offices in good dust-proof and humidity-controlled conditions. An example of maintenance standards for dynamic measurements is:

Frequency of inspection: Once a month or immediately after an earthquake.

Items of inspection:

- Electric power supply
- Action of triggering
- Action of mechanical parts of recorders
- Quantity of recording paper or magnetic tape remaining
- Action of transducers, if possible
- Accurate transmission of signal from transducers to recorders

An example of the maintenance standard for static instrumentation is:

<i>Items of Inspection</i>	<i>Frequency</i>
Insulation resistance of electrical measuring apparatus	Once/6 months
Conductivity of cables to electrical measuring apparatus	Once/6 months
Inspection of indicators of electrical measuring apparatus	Once/6 months
Exchange of water in piezometer tube	1-2 times/year
Inspection of on-surface position	As necessary
Others	1-2 times/year

After (say) two years, the frequency of inspections and measurements should be adjusted taking into account experience in the operation and performance of the dam and the instruments. In most cases, reduction in the frequency of static measuring can be justified; but with an old structure, or after severe natural conditions, an increase in frequency may be necessary.

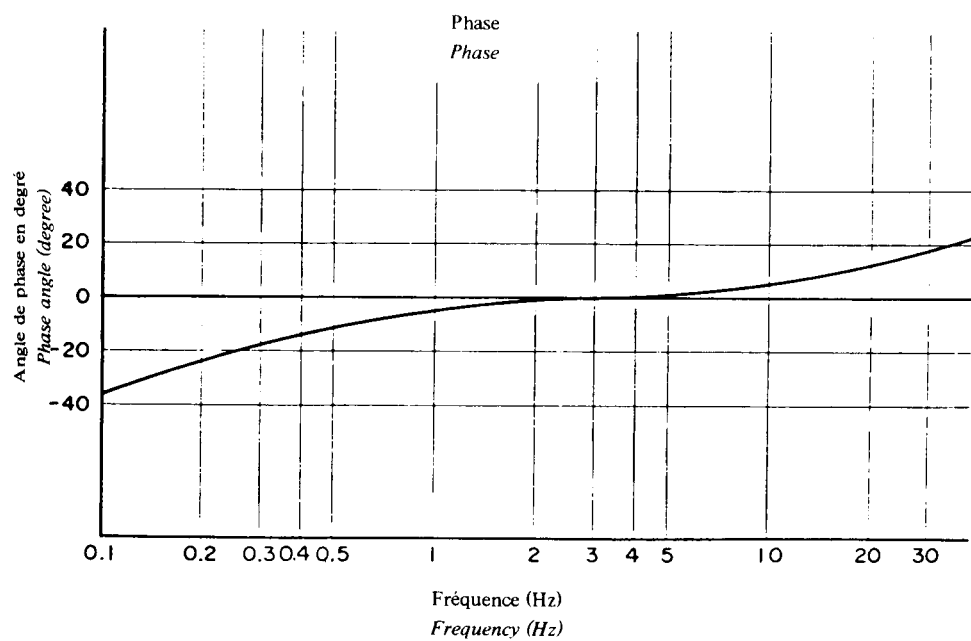
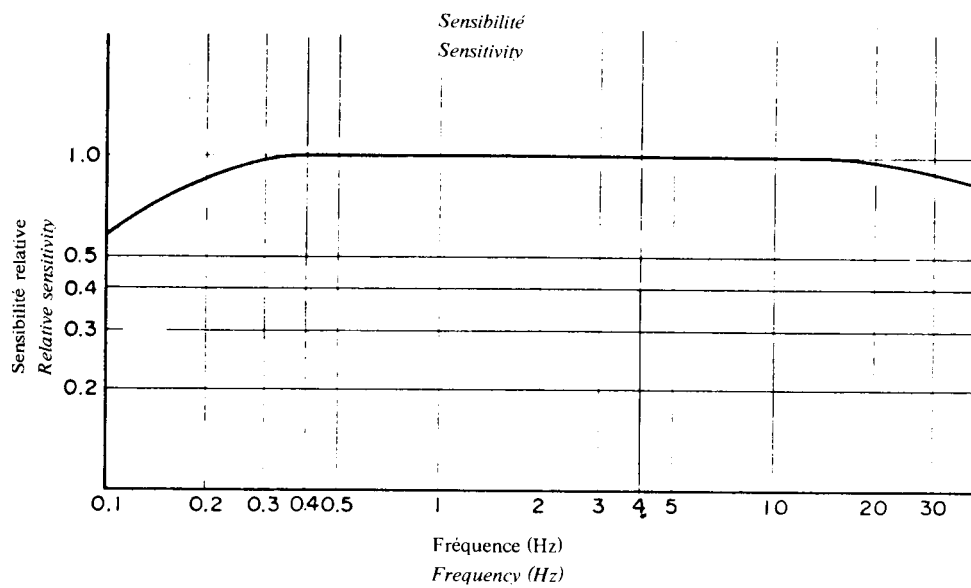


FIG. 5.1. — Caractéristiques de fréquence d'un accéléromètre électromagnétique.
 FIG. 5.1. — *Frequency characteristics of electro-magnetic accelerometer.*

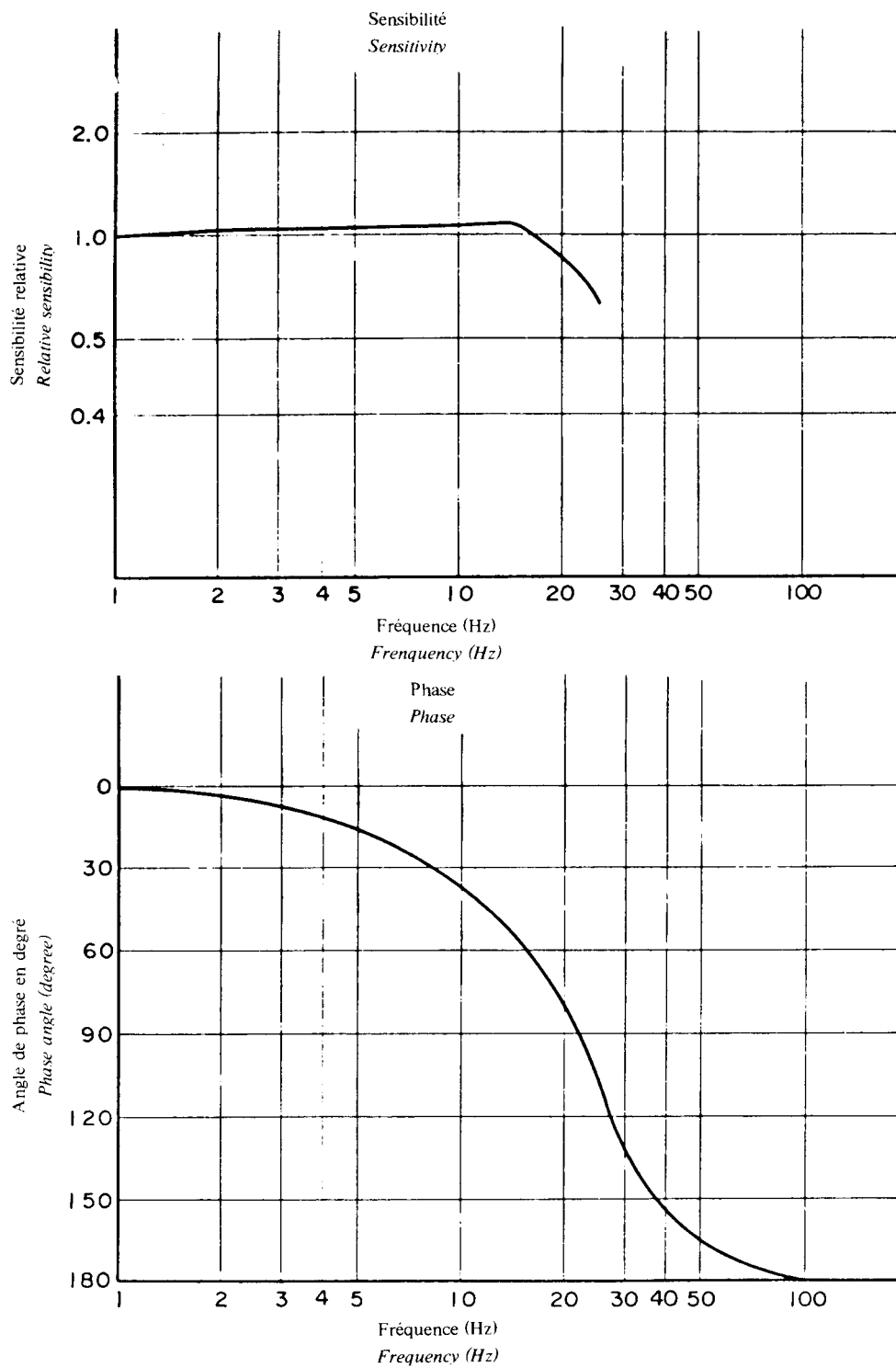


FIG. 5.2. — Caractéristiques de fréquence d'un accéléromètre mécanique.
 FIG. 5.2. — Frequency characteristics of mechanical accelerometer.

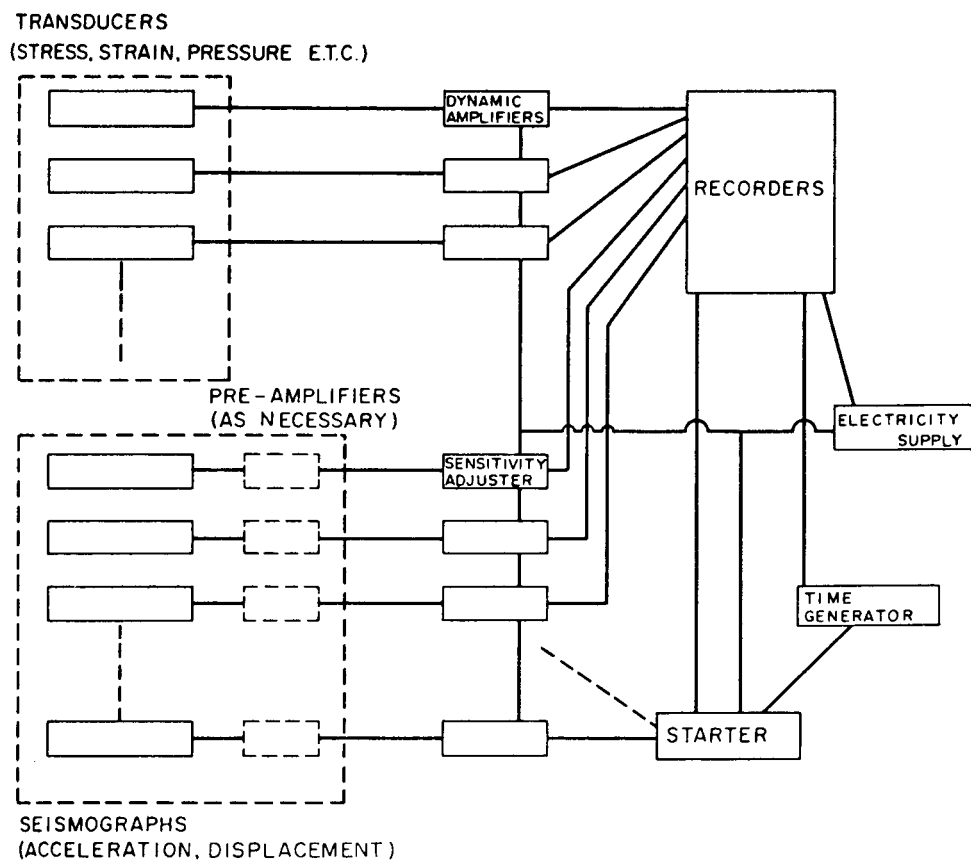


FIG. 5.3. — Exemple d'un système de mesure dynamique.
 FIG. 5.3. — *Example of dynamic measuring system.*

6. OBSERVATION ET INSPECTION DES BARRAGES DANS DES ZONES SISMIQUES

6.1. GÉNÉRALITÉS

Jusqu'à présent il n'existe pas encore de liste de tous les barrages du monde situés dans des zones d'activité sismique intense. Il est cependant nécessaire aux maîtres d'œuvre de tous les pays de prendre en compte le risque de tremblements de terre, et les recommandations suivantes doivent être observées :

6.1.1. Etablir une liste de tous les barrages situés d'une part dans toutes les zones d'activité sismique historique et d'autre part à moins de 200 km d'une faille active majeure. Collecter et publier ensuite pour chaque barrage les informations concernant sa situation sismique, géologique et géotechnique ainsi que le projet et la construction.

6.1.2. Effectuer une inspection du barrage, du réservoir et des ouvrages annexes qui servira à titre de comparaison pour toute inspection à faire à la suite d'un séisme. Il est recommandé de répéter une telle inspection tous les 5 ans si aucun événement extraordinaire n'intervient ; des inspections plus fréquentes peuvent évidemment également être rendues nécessaires pour des raisons non-sismiques.

6.1.3. Pour un nouveau barrage, faire une inspection de contrôle aussitôt après l'achèvement des travaux de construction afin de posséder ainsi une base de comparaison pour toutes les inspections ultérieures.

6.1.4. Préparer les procédures nécessaires en cas de rupture du barrage, effective ou imminente, y compris les dispositifs d'alerte en cas d'arrêt des communications.

6.2. VISITES DES BARRAGES

Après un tremblement de terre affectant le site d'un barrage ou de sa retenue, la personne responsable du fonctionnement et de l'entretien de l'aménagement doit immédiatement procéder à une visite pour vérifier si des dommages se sont produits nécessitant une intervention rapide. Dans l'affirmative, une visite détaillée doit être entreprise par des ingénieurs qualifiés aussi tôt que possible.

6. OBSERVATION AND INSPECTION OF DAMS IN EARTHQUAKE ZONES

6.1. GENERAL

There is at present no world-wide list of dams located in zones of known intense earthquake activity. It is necessary for dam owners in all countries to consider the degree of earthquake hazard, and the following action is recommended:

6.1.1. List all dams in any zone of historical earthquake activity, and all dams within 200 km of a known major active fault. For each dam, collect and reference information on seismicity, geology, geotechnics, and dam design and construction.

6.1.2. Carry out an inspection of the dam, reservoir, and associated works to serve as a comparison for the inspection which should be made following an earthquake. It is recommended that if no major events occur, dam inspections should be made at 5 year intervals, or more frequently if required by considerations other than earthquake.

6.1.3. In the case of a new dam, post-construction inspection and survey should be made as the yardstick for comparison when subsequent inspections are carried out.

6.1.4. Have ready prepared the procedures to be adopted should failure of the dam occur or appear imminent, including warning procedures should communications be disrupted.

6.2. DAM INSPECTIONS

If earthquake affects the site of the dam or reservoir an immediate inspection should be made by the officer in charge of operation and maintenance of the works to observe whether any damage has occurred which requires immediate action. If so, an inspection by professional dam engineers and designers should follow as soon as possible.

6.3. VISITE IMMÉDIATE APRÈS UN TREMBLEMENT DE TERRE

Cette visite est à entreprendre après des séismes de magnitude M survenus ou ressentis à une distance du barrage donnée, à titre indicatif, par le tableau suivant :

Magnitude (échelle de Richter)	Distance au barrage
≥ 4	≤ 25 km
≥ 5	≤ 50 km
≥ 6	≤ 80 km
≥ 7	≤ 125 km
≥ 8	≤ 200 km

Quand on dispose des données correspondantes, on peut adapter ces valeurs aux conditions locales

6.3.1. Si l'on observe une percolation croissante à l'aval du barrage, il faut s'attendre à une rupture et prendre en conséquence les mesures qui s'imposent.

6.3.2. Si les dommages sont visibles, mais ne font pas craindre la rupture, il faut en noter la nature, la localisation et l'étendue, par exemple fissures, déplacements, glissements, effondrements, subsidence, résurgence, et percolation ou autres phénomènes affectant l'ouvrage. Il faut noter aussi le niveau de l'eau à l'amont et l'aval du barrage ainsi que les conditions météorologiques, évaluer les dangers potentiels et informer les personnes responsables. Il est extrêmement important que celles-ci, sur la foi des informations qui leur sont transmises, puissent se faire une idée précise du danger potentiel et prendre rapidement les mesures qui s'imposent.

Il faut refaire une visite du site avec les responsables et se tenir prêt à intervenir à nouveau après les répliques du séisme.

6.3.3. Tous les ouvrages doivent être visités avec soin, en observant particulièrement :

- a) les fissures, les tassements et les percolations sur les deux parements
- b) les fissures, les résurgences et les déplacements dans les appuis
- c) l'augmentation ou l'arrêt de l'écoulement dans les drains
- d) la distorsion ou les désordres de l'évacuateur de crue et de ses vannes, de l'ouvrage de restitution, de la centrale et de ses vannes, de même que l'apparition de débris, sable, gravier ou fragments rocheux à proximité des vannes
- e) les glissements, les résurgences ou les chutes de roches dans le réservoir et dans les zones à l'aval
- f) les dommages à d'autres structures telles que les ouvrages de tête de canaux, etc
- g) l'apparition de limon, sable ou autres débris dans les eaux évacuées des tunnels et des conduites

6.3.4. Quelques dommages, tels que tassements, réactivation d'anciens glissements, résurgences et percolations peuvent ne pas être immédiatement visibles ou peuvent apparaître progressivement. C'est pourquoi il est nécessaire de répéter l'inspection après 2 à 3 semaines.

On doit contrôler et relever tous les instruments de mesure du barrage, et réaliser éventuellement des mesures supplémentaires pour contrôler l'état des constructions et

6.3. IMMEDIATE INSPECTION FOLLOWING AN EARTHQUAKE

Make an inspection if an earthquake has been felt, or has been reported to have occurred with Richter magnitude 4 or greater within 25 km of site, or $M \geq 5$ within 50 km, or $M \geq 6$ within 80 km, or $M \geq 7$ within 125 km, or $M \geq 8.0$ within 200 km of site.

Where the necessary data is available the distance recommended could be varied to suit local conditions.

6.3.1. If damage has resulted in increasing flow of water downstream, immediately implement failure, or impending failure procedures.

6.3.2. If visible damage, but not enough to cause failure, has occurred, note the nature, location and extent of damage, i.e. cracks and displacements, slides, sloughs, subsidence, springs or seepage, and effects on structures. Note reservoir and tailwater levels and prevailing weather conditions. Evaluate potential dangers and report immediately to key personnel. It is extremely important that the one receiving the report understands the potential hazard, as further action must be promptly taken.

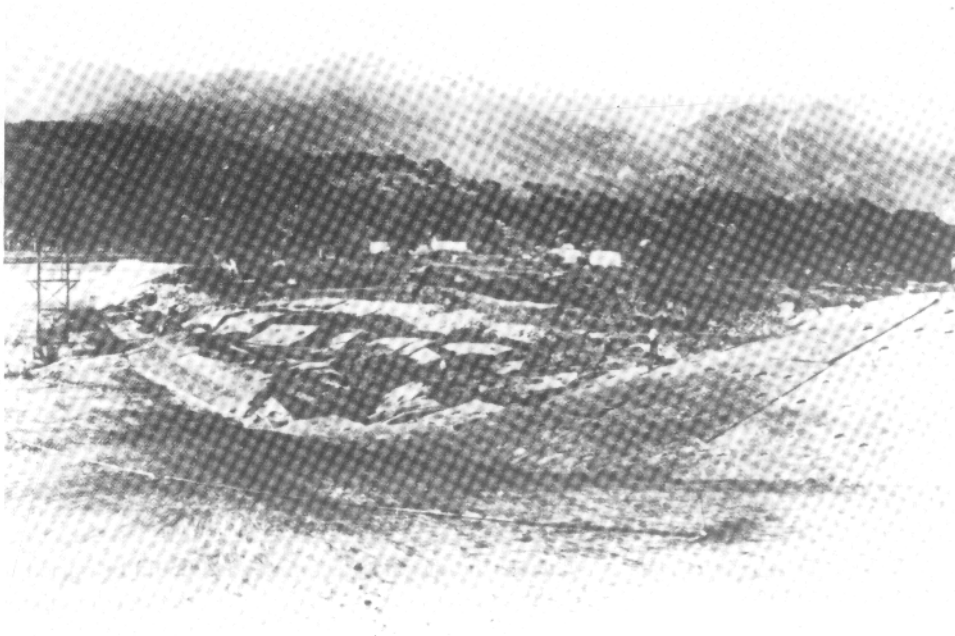
Re-inspect the site with key personnel, and be prepared for further inspections at any time due to after-shocks.

6.3.3. Thoroughly inspect all structures for damage, including:

- (a) Both faces of the dam-cracks, settlement, seepage.
- (b) Abutment, cracks, springs, displacement.
- (c) Drains and seeps for increased flow or stoppage.
- (d) Misalignment or structural damage of spillway structures and gates, outlet works, power plant, gates and valves, signs of debris such as sand, gravel and rock fragments near valves, etc.
- (e) Landslides, springs or rockfalls in reservoir and downstream areas.
- (f) Other structures such as canal headworks, etc.
- (g) Observe whether silt sand or other debris is being carried in the discharge of tunnels and conduits.

6.3.4. Some damage, such as settlement, reactivation of old landslides, springs and seepage may not be immediately apparent or may be progressive. A further inspection should be made after 2 or 3 weeks.

Inspect and take readings of all dam instrumentation. Additional precise surveys and instrumentation may be desirable to monitor structures and individual damage locations.



Sheffield Dam (Californie)
Rupture du barrage lors du tremblement de terre de Santa Barbara en 1925.

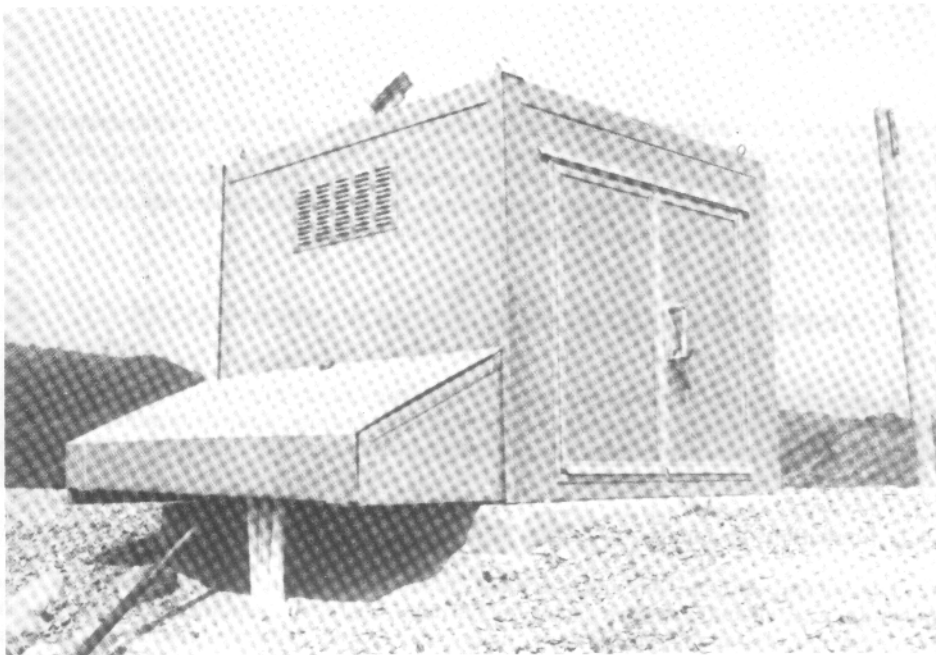
*Sheffield Dam (California)
Failed during the Santa Barbara Earthquake in 1925.*

Photo L. Anderson - Bureau of Reclamation



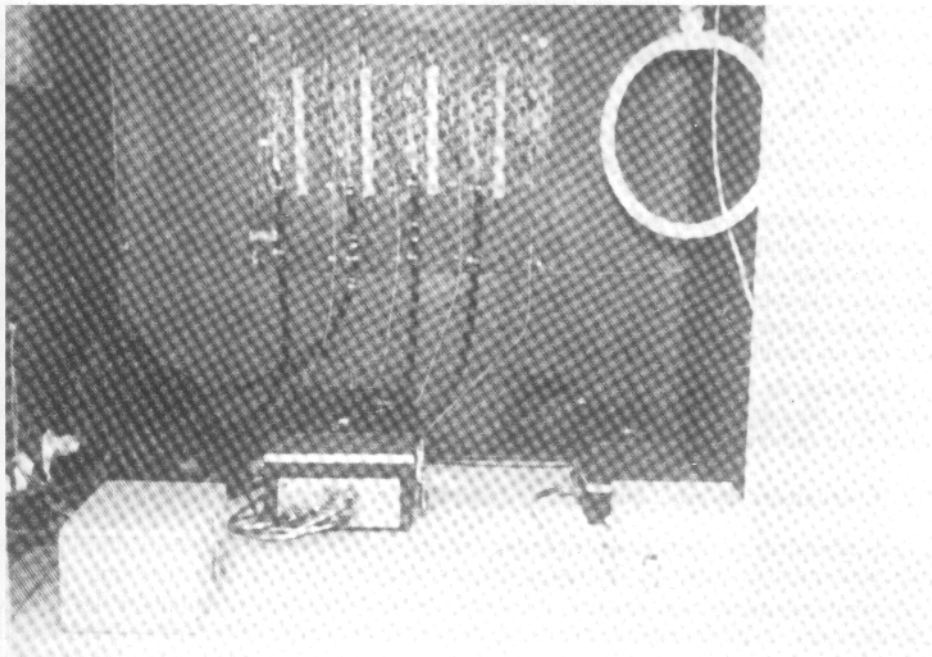
Vue Nord-Ouest montrant la tranchée faite au bulldozer à travers la faille d'Ortugalita, dans la zone du réservoir San Luis, Californie. Le matériau que l'on voit en clair au premier plan est un gravier de la formation Tulare (> 500 000 ans). Contact de faille avec le matériau que l'on voit en foncé dans l'extrémité nord-est de la tranchée, constitué par un alluvium de la période San Luis Ranch (<100 000 ans). Le matériau foncé au sommet de la tranchée est un colluvium de la période Holocène sans faille (<5 000 ans).

View to northeast showing bulldozer trench across trace of Ortugalita fault in San Luis Reservoir area, California. Light material in foreground is Tulare Formation gravel (>500,000 years old). It is faulted against dark material in northeast end of trench which is alluvium of San Luis Ranch age (<100,000 years old). Dark material at top of trench is unfaulted Holocene colluvium (<5,000 years old).



Chambre de protection pour système d'enregistrement à distance de séismes de forte intensité au barrage de Casitas, Californie. Noter la cellule solaire sur le toit de la chambre, pour recharge de batteries. Bureau of Reclamation. (Chambre en acier, entrée des câbles par les tuyaux, au fond à gauche.)

Instrument housing for remote recording system of strong motion instrumentation, Casitas Dam, California. Note solar cell on top of housing for batteries charging. Bureau of Reclamation. (Steel housing, signal cables enter through the pipes on left side bottom.)



Intérieur de la chambre pour système d'enregistrement à distance. Système d'enregistrement au centre, avec câbles sortant de quatre appareils installés en forage et tableau terminal sur le mur du fond. Devant, à gauche et à droite, les batteries. Au fond, à droite, un appareil SMA-1 pour séismes de forte intensité ; en haut à droite, une antenne pour capteur de temps WWVB. Bureau of Reclamation.

Interior of housing for remote recording system of strong motion instrumentation, Casitas Dam, California. Recording system in center with cables from four down hole instruments and terminal board on back wall; front left and right are battery boxes; right rear is an SMA-1 strong motion instrument; upper right is loop antenna for WWVB time signal receiver. Bureau of Reclamation.

l'emplacement des dommages locaux. Il faut s'assurer que les enregistrements des sismographes sont bien acheminés aux personnes chargées de les interpréter. Des photographies de tous les effets visibles du séisme doivent être prises immédiatement après la secousse, car elles seront ensuite d'une grande utilité pour constater les désordres qui pourraient se développer ultérieurement dans les ouvrages.

6.4. VISITE DÉTAILLÉE PAR UN GROUPE D'EXPERTS

Si des dommages ont été signalés, il faut organiser une visite par un groupe d'ingénieurs expérimentés dans l'étude des ruptures de barrage pour déterminer les causes des dégâts, les risques d'un endommagement ou d'une rupture ultérieure et les travaux d'entretien et de réparation à entreprendre (réf. 6.1).

6.4.1. Fondations et appuis

Les zones critiques sont normalement dissimulées et l'inspection directe est donc limitée au pied et aux appuis à l'aval du barrage. Les parties submergées doivent être examinées par des plongeurs. Il faut inclure dans cette inspection toutes les galeries d'injection et de drainage et les fondations des ouvrages annexes (la réaction des ouvrages aux chocs sismiques reflète souvent des désordres des fondations).

L'instabilité des fondations peut être causée par la liquéfaction, le glissement, la subsidence, le délavement de matériaux solides ou solubles, la pression ou la percolation d'eau dans les fissures et les mouvements le long d'une faille sous le barrage. Il faut observer toutes les fuites d'eau dangereuses et toute modification de débit dans les drains et dans le fonctionnement des pompes des puisards. L'apparition de particules en suspension dans l'eau de percolation est un signe de renard et doit toujours être un sujet de préoccupation. Des analyses des eaux de percolation et du réservoir peuvent déceler des traces de dissolution. Les désordres des fondations sont souvent provoqués par une résistance au cisaillement peu élevée ou par des lentilles de matériaux faibles comme par exemple des schistes, des gisements de bentonite et des zones mylonitisées qui peuvent engendrer un glissement de la fondation et du barrage. Si l'on ne réalise pas de puits de décharge, les couches perméables de la fondation peuvent engendrer des sous-pressions importantes et des glissements.

Les écoulements dans la fondation peuvent provoquer des renards par le délavement de matériaux solides ou par l'érosion de matériaux solubles. Un tel transfert des matériaux de la fondation crée des vides qui en se développant, entraînent des effondrements de matériaux et la rupture d'une partie de la fondation. L'eau peut aussi provoquer le claquage de certaines zones de la fondation, telles que schistes ou conglomérats, ou réduire la résistance au cisaillement de la roche ou du contact entre le rocher et les ouvrages.

Certaines de ces zones de faiblesse peut être décelée par un contrôle visuel de l'inspection du site et de ses environs. Des fissures visibles dans un barrage sont parfois l'indice d'un mouvement dans la fondation elle-même.

6.4.2. Évacuateurs de crue, ouvrages de restitution et ouvrages annexes

Les désordres peuvent être provoqués par des engorgements, par des vannes ou des treuils endommagés et par la fissuration des revêtements.

Il faut examiner les canaux d'amenée et de fuite en recherchant les traces d'effondrement, de glissement, de débris, de doline, de boulangue, de renard ou d'érosion. Il faut de plus contrôler les percolations le long du contact entre la fondation et le béton.

Special steps need to be taken to ensure that the records from the seismographs are properly extracted and given to those responsible for their interpretation. Obtain photographs as rapidly as possible of any visible results from the seismic activity. These records will be invaluable in determining later if there is additional distress developing in the structures.

6.4. INSPECTION BY DAM ENGINEER/DESIGN TEAM

If damage has been reported, arrange inspection by a team of experts to assess the causes of damage, the risk of further deterioration or failure, and the maintenance and repair work to be done. Members of the team should be experienced in the study of dam failures (ref. 6.1). The team should include divers.

6.4.1. Foundations and abutments

Critical areas are usually covered and open inspection limited to the downstream abutments and toe of the dam. Zones under water will be examined by divers. Examine all grouting and drainage tunnels, and foundation areas of appurtenant structures - reaction of structures often reflects foundation changes.

Foundation instability may result from liquefaction, slides, subsidence, removal of solid and/or soluble materials by water, water pressure and/or flow in fissures, or movement at faults under the dam. Look for indications of harmful seepage, changes in flow in drains, sump pump operations. Presence of suspended particles in seepage water is a sign of piping and is cause for concern. Analyse samples of reservoir and seepage water to detect possible solution. Foundation deficiencies may arise from low shear strength or seams of weak material such as shales, bentonite, or fault gouge which results in sliding of the foundation and embankment. Seams of pervious material in the foundation without provision for pressure relief can cause excessive uplift pressures and sliding.

Seepage through the foundation can cause piping of solid materials or the erosion of soluble materials by solutioning. This removal of foundation material forms voids which can increase until a portion of the remaining unsupported material collapses and failure of a section of the foundation occurs. Water can also cause a breakdown of some foundation materials such as shales and conglomerates, or reduce the shear strength of the foundation rock or the dam-rock contact.

Some of these weaknesses can be identified by visual examination of the foundation environs during an onsite inspection. Visible cracks in a dam can sometimes be indicative of foundation movement.

6.4.2. Spillways, outlets and appurtenant structures

Failure may be caused by obstructions, damaged gates or hoists, or broken linings. Examine approach and discharge channels for sloughs, slides and debris, and evidence of sinkholes, boils or piping, or of erosion. Look for leakage at concrete/soil interfaces. Examine concrete linings and structures for stress cracks, bulges, shifts of alignment, and excessive leakage. All air and water passages should be free of obstructions; look for evidence of differential settlement of structures. Underwater surfaces should be examined by divers. If damage is found, an underwater television camera would enable inspection by the experts.

Il faut examiner les ouvrages et les revêtements en béton en recherchant les fissures, les renflements, les modifications d'alignement et les fuites excessives. Tous les passages d'air et d'eau doivent être débouchés. Il faut rechercher les indices de déplacements différentiels entre les différentes parties des ouvrages. Les surfaces immergées doivent être examinées par des plongeurs. Si on y trouve des dommages, une reconnaissance par télévision sous-marine peut en permettre l'inspection par des experts.

On contrôlera tous les remblais en contact avec les ouvrages, en recherchant les subsidences ou approfondissements liés à un mouvement du sol, et on étudiera les conditions de stabilité au contact; il faut inspecter l'état et le fonctionnement, des ponts et des engins de levage, ainsi que de leurs composants mécaniques, et contrôler le bon fonctionnement des dégrilleurs, des vannes et des autres équipements, ainsi que des drains qui doivent rester ouverts. Il en est de même pour les orifices des drains du bassin d'amortissement dont les grilles doivent être restées en place. Il faut enfin contrôler l'état de la protection du canal de l'ouvrage de dissipation d'énergie, en considérant en particulier la possibilité pour les matériaux d'être emportés vers l'aval dans le canal, ou bien ramenés vers l'ouvrage au cours de son fonctionnement.

Afin de s'assurer du bon fonctionnement de tout l'équipement mécanique et électrique, on doit effectuer des manœuvres complètes de tous les organes en contrôlant les dispositifs de graissage et en s'assurant que n'apparaissent ni coincement, vibration, bruit anormal ou surchauffement. Ce contrôle doit comprendre une vérification de la conformité et de la fiabilité de l'alimentation directe en courant électrique et des installations de secours et de commande à distance, ainsi qu'un examen des équipements accessibles pour rechercher toute pièce endommagée, détachée, tordue ou cassée.

Il faut inspecter les câbles, les chaînes et leur connexion avec les vannes (risques de rupture) et les dispositifs d'étanchéité en caoutchouc ou en néoprène (risques de fissuration et de fuite) et contrôler les verins hydrauliques (risques de perte d'huile). Ce contrôle des dommages dus à l'usure, la distortion et aux fuites doit s'étendre à toutes les parties constructives des vannes. Il faut contrôler les pompes des puits de drainage afin de s'assurer que leur fonctionnement est fiable et satisfaisant. Il faut également vérifier l'ouverture et la protection des événements des vannes.

Il faut enfin contrôler la sécurité des escaliers d'accès, des passerelles et des barrières de protection.

6.4.3. Barrages en béton et en maçonnerie

Des détériorations peuvent provenir d'une distribution élevée ou inattendue des sous-pressions, de déplacements ou des distorsions différentielles surtout dans les joints de construction, ainsi que de contraintes inadmissibles. La réaction dynamique du barrage aux secousses sismiques se traduit par des accélérations et des déplacements importants en crête, de sorte que les joints de construction peuvent s'ouvrir et les parapets se déformer.

Il faut rechercher les indices de dépassement des contraintes et des déformations ainsi que les signes d'instabilité. La plupart des barrages possèdent des repères géodésiques et/ou des pendules pour le contrôle régulier des mouvements, dont les résultats doivent être représentés graphiquement pour montrer l'évolution du comportement. Une inspection peut révéler des indices significatifs de mouvements. Un barrage-poids ou en maçonnerie peut généralement être contrôlé en visant d'un appui à l'autre le long du parapet ou de la barrière. Chaque joint de contraction ou série de blocs de maçonnerie doit être examiné en recherchant des indices de mouvement différentiel entre blocs voisins ainsi que d'expansion, de contraction ou de mouvement excessif. Il faut également observer les indices de mouvement différentiel entre le barrage et la fondation.

Il faut vérifier si les fissures et les écaillages sur les parements du barrage et dans les galeries ont subi des modifications et s'il y a coïncidence entre celles-ci. Les nouvelles fissures doivent être examinées pour reconnaître leur type (tension ou pression) et la cause de leur existence.

Examine all fill adjacent to the structure for subsidence or an increase of depth caused by soil movement; and the contacts between the fill and the structure for unstable conditions.

Inspect bridges and hoist decks along with their structural members for condition and proper function; all guides for trashracks, gates, or other mechanical features should be in good condition, and all drains should be open and show evidence of proper functioning. Examine stilling basin drain air vents to determine if the screens are in place and the vents are open; and the channel protection adjacent to the energy dissipation structure to determine if it is performing as designed. Give special attention to the possibility that the material may wash either out of the channel or back into the structure during operation.

Operate mechanical and associated electrical equipment through the full operating range to determine that the equipment performs satisfactorily. Check all equipment for proper lubrication and smooth operation without binding, vibration, unusual noises, and overheating. The adequacy and reliability of the power supply should also be checked during operation of the equipment. Test auxiliary power sources and remote control systems for adequate and reliable operation. Examine all accessible equipment for damaged and loose, worn, or broken parts.

Inspect wire ropes and chains and their connections at gates for broken parts, and rubber or neoprene gate seals for cracking and leakage. Check hydraulic hoists and controls for oil leaks. Gate stems and coupling should be inspected for broken parts, and fluidways, leaves, metal seats, and seals of gates and valves for damage due to wear, misalignment, and leakage. Sump pumps should be examined and operated to verify reliability and satisfactory performance. Air vents for gates and valves should be checked to confirm that they are open and protected.

Check access ladders, walkways, and handrails for broken parts or other unsafe conditions.

6.4.3. Concrete and masonry dams

Damage may result from high or unexpected distribution of uplift pressures; from differential displacements and deflections, especially at construction joints; and overstressing. The response of the dam to shaking results in large accelerations and displacements near the crest. Construction joints may open, or parapets be displaced.

Check for indications of excessive stress and strain as well as signs of instability. Most dams have survey points and/or plumb lines for regularly scheduled measurements of movement within the dam, the results of which can be plotted to determine the behavioural trend. There are obvious indications of movement which can be noted during an inspection. A gravity or masonry dam can usually be checked by sighting along the parapets or handrails from one abutment to the other. Each contraction joint or row of masonry blocks should be examined for evidence of differential movement between adjacent blocks. Examine the joints for evidence of excessive expansion or contraction and excessive movement; and the foundation contacts for any evidence of differential movement between the dam and the foundation.

Inspect all cracks and spalls on the dam faces and in the galleries for any change of condition and note whether gallery cracks coincide with face cracks. New cracks and spalls should be noted and examined to determine the type, such as tension or crushing, and the reasons for their existence.

Les écoulements doivent être observés pour en déterminer l'origine, telle que, par exemple, un contact déficient entre les levées de bétonnage, une rupture d'un joint d'étanchéité, des fissures dans le barrage, l'érosion du mortier etc. On compare les débits avec les observations antérieures pour en apprécier l'évolution pour des niveaux comparables du lac.

Il faut contrôler les drains et les puits de décharge pour s'assurer de leur bon fonctionnement et observer les changements de débits dans la fondation et dans les drains.

6.4.4. Digues et barrages en remblai

Les dommages les plus probables sont la fissuration des matériaux granulaires, surtout s'ils sont mal compactés, le tassement, l'instabilité des pentes, la liquéfaction, la percolation excessive avec entraînement de particules solides ou de matériaux solubles.

Le remblai doit être examiné soigneusement pour déceler des indices de déplacements, fissures, fontis, résurgences et endroits humides. Tous ces phénomènes peuvent être évolutifs et, s'ils s'aggravent, peuvent entraîner une rupture du remblai si l'on ne procède pas à des réparations.

La visée le long des routes, murs de parapet, réseaux divers, rails, conduites longitudinales ou autres installations parallèles à l'axe du remblai peut parfois amener à déceler des mouvements de surface. Le couronnement, les parements amont et aval ainsi que les zones à l'aval du barrage doivent être examinés pour déceler tout bombement ou enfoncement de terrain ou tout autre irrégularité de la surface.

Les fissures à la surface d'un remblai peuvent être l'indice d'un danger potentiel. Ces fissures sont souvent causées par la dessiccation et le retrait de matériaux près de la surface du remblai ; leur direction et leur profondeur doivent être déterminées afin de mieux connaître leur cause. Les fissures longitudinales et transversales peuvent être aléatoires mais le sommet d'un glissement est aussi marqué par une fissure et en examinant les talus on peut apprécier l'étendue de la masse en glissement. Les fissures en surface près du contact entre le remblai et ses appuis peuvent être l'indice d'un tassement du barrage, qui, s'il est important, peut entraîner le développement d'un chemin de percolation le long de ce contact. C'est pourquoi ces zones doivent être examinées très attentivement. Les fissures peuvent aussi déceler un tassement différentiel entre différentes zones du remblai.

L'observation du parement aval, du pied et des zones à l'aval du remblai et la recherche d'endroits humides, de dépressions, de zones effondrées ou en boulanges, de résurgences permet de déceler la concentration ou l'excès des écoulements à travers le remblai. L'apparition de zones molles, d'évaporites, de végétation inattendue, et — dans les climats froids — l'accumulation de glace ou la fonte rapide de la neige sont autant d'indices d'écoulement. Il faut observer la turbidité de l'eau, et, si l'on craint des dissolutions, faire des analyses chimiques des eaux de percolation et de l'eau du réservoir. Le goût et la température de l'eau peuvent aider à découvrir sa provenance. Les zones saturées éventuelles doivent être examinées afin de déterminer la provenance de l'eau (humidité de surface, percolation à travers le remblai ou autres raisons). Tous ces phénomènes doivent être bien repérés et reportés sur des plans pour servir de comparaison lors d'inspections ultérieures. Il faut contrôler et mesurer fréquemment les écoulements pour s'assurer qu'il n'y a pas d'évolution dangereuse. Il faut surveiller toute augmentation ou diminution du débit du système de drainage, et tout engorgement qui pourrait obstruer les drains.

L'instrumentation permet de vérifier la prévision du comportement du remblai et de ses fondations, mais aussi de prévenir le développement d'une situation potentiellement dangereuse.

6.4.5. Zone du réservoir

Les rives du réservoir et ses environs doivent être examinés en recherchant les

Seepage should be examined to determine possible sources such as poor bond on lift lines, waterstop failure, structural cracks, erosion of mortar, etc. Compare the quantity of seepage with previous observations to determine if there has been any significant change in the flow for similar reservoir elevations.

Check drain and weep holes to determine if they are open and functioning as designed. Look for changes of flow in foundation and other drains.

6.4.4. Embankment dams

The most likely defects will be: cracking in cohesionless materials, particularly if not well compacted; settlement; slope instability; liquefaction; excessive leakage with removal of solid particles or soluble materials.

The embankment should be carefully examined for any evidence of displacement, cracks, sinkholes, springs, and wet spots. Any of these conditions may be in a developing mode, and if they worsen and are not corrected can ultimately lead to failure of the embankment.

Sighting along the line of embankment roads, parapet walls, utility lines, guardrails, longitudinal conduits, or other lineaments parallel or concentric to the embankment axis can sometimes identify surface movements of the embankment. The crest and the upstream and downstream slopes and areas downstream of the embankment should be examined for any sign of bulging, depressions, or other variance from smooth, uniform face planes.

Cracks on the surface of an embankment can be indicative of potentially unsafe conditions. Surface cracks are often caused by desiccation and shrinkage of materials near the surface of the embankment; however, the depth and orientation of the cracks should be determined to better understand their cause. Longitudinal or transverse cracks may be due to lurching but the top of a slide is also marked by a crack, and the slope should be examined to identify the extent of a slide mass. Surface cracks near the embankment-abutment contacts can be an indication of settlement of the embankment, and if severe enough, a path for leakage can develop along the contact. Therefore, these locations must be thoroughly examined. Cracks can also indicate differential settlement between embankment zones.

Examine the downstream face and toe of the dam and areas downstream of the embankment for wet spots, boils, depressions, sinkholes, or springs which may indicate concentrated or excessive seepage through the dam. Other indicators of seepage are soft spots, evaporites, abnormal growths or vegetation, and in colder climates, ice accumulation or areas where rapid snowmelt occurs. Examine seepage water for any suspended solids and, if solutioning is suspected, samples of the seepage and reservoir water should be collected for chemical analyses. Seepage water should also be tested for taste and temperature to help identify its source. If saturated areas are located, they should be studied to determine if the wet spots are a result of surface moisture, embankment seepage, or other sources. Wet areas, springs, and boils should be accurately located and mapped for comparison with future inspections. Measure and monitor seepage with increased frequency to ensure that an adverse trend does not develop which could lead to an unsafe condition. Look for increased or decreased flow of drainage systems and obstructions which could plug the drains.

In addition to verifying anticipated embankment and foundation performance, instrumentation can also warn of developing unsafe conditions.

6.4.5. Reservoir margins

The reservoir banks and the region around the reservoir should be examined for

phénomènes qui pourraient avoir une influence sur l'exploitation des différents ouvrages de l'aménagement. L'effet le plus probable d'un tremblement de terre sera un éboulement de rocher sur une pente raide et la formation ou la réactivation d'un glissement de terrain, particulièrement le long des routes construites en déblais et remblais. Les zones de glissement peuvent souvent être repérées par des escarpements, des arbres inclinés, des distorsions des talus ou des défauts d'alignements. Il est également possible que des mouvements le long de failles aient eu lieu dans la zone du réservoir et qu'il y ait liquéfaction dans des zones où la nappe phréatique est proche de la surface.

features which might affect the operation of the dam and reservoir or any of the appurtenant works. The most likely effects of earthquake will be the cascade of rock at steep slopes and the formation or re-activation of landslides, particularly at road cuttings and embankments. Slide areas can often be identified by escarpments, leaning trees, hillside distortions or misalignment of linear features. There is also the possibility that fault movement may have occurred in the reservoir area, and that zones with high water table may be affected by liquefaction.

7. COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX LORS DE SÉISMES

7.1. RÉPONSE DES MATÉRIAUX AUX SÉISMES

L'effet d'un tremblement de terre sur les matériaux de fondation et sur le corps du barrage se traduit par une interaction : d'une part les propriétés mécaniques des matériaux déterminent la relation entre contraintes et déformations et les conditions de rupture et d'autre part les mouvements sismiques sont eux-mêmes déterminés par la réponse de la fondation et la réponse de l'ouvrage. C'est cette réponse qui détermine la sécurité de l'ouvrage.

7.2. TERRE ET ENROCHEMENT

7.2.1. Les secousses sismiques peuvent avoir différents effets.

7.2.1.1. La densification, en particulier des matériaux relativement lâches et secs, qui provoque un tassement.

7.2.1.2. La fissuration dans les limons ou les sables lâches qui peut être observée en particulier aux escarpements et en crête de remblai.

7.2.1.3. La distorsion ou le mouvement d'ensemble dû à la rupture par cisaillement le long de surfaces critiques.

7.2.1.4. La liquéfaction de sols saturés ou proche de la saturation.

7.2.1.5. Les éboulements de blocs et de terre sur les pentes raides.

Les effets peuvent engendrer une rupture progressive, par exemple débordement, percolation à travers les fissures et renard, glissement le long de matériau de fondation de faible résistance, et rupture du talus. Dans de nombreux cas, ces risques peuvent être éliminés pour de nouveaux barrages en adoptant des spécifications et des techniques de construction adéquates. La nécessité demeure cependant d'une description mathématique précise du comportement du sol pour estimer les distorsions du barrage quand il est soumis soit au séisme de dimensionnement (DBE) soit aux séismes extrêmes (MCE) et pour évaluer la sécurité des ouvrages existants.

7.2.2. États de contraintes et comportement dynamique du sol

Un barrage en remblai et ses fondations sont soumis à un état de contraintes statiques effectives, qui se développent lentement durant la construction, et peuvent être considérés comme entièrement consolidés par ces contraintes avant l'arrivée de la première secousse sismique. Les contraintes provoquées par le tremblement de terre sont alors superposées. Dans de nombreux sols, il n'y a pratiquement ni drainage ni dissipation *significative* des surpressions interstitielles d'origine sismique.

7.2.2.1. Les matériaux sableux lâches ou moyennement denses montrent normalement une augmentation rapide des pressions interstitielles lors d'un chargement cyclique associé à une réduction de la résistance au cisaillement et éventuellement à de grands déplacements.

7. MATERIAL BEHAVIOUR UNDER EARTHQUAKE

7.1. RESPONSE OF MATERIALS TO EARTHQUAKE

The effect of earthquake on foundation materials and the dam structure is an interaction—the mechanical properties of the materials determine the stress/strain relationship and the conditions leading to failure; and the earthquake motions are themselves determined by the response of the foundation and the response of the structure. It is this response which determines the safety of the structure.

7.2. SOILS AND ROCKFILL

7.2.1. There are several effects of earthquake shaking.

7.2.1.1. Consolidation, especially of relatively loose and dry materials, leading to settlement.

7.2.1.2. Cracking, in loose silt/sand especially noticeable at escarpments and the crests of embankments.

7.2.1.3. Distortion or mass movement due to shear failure at critical surfaces.

7.2.1.4. Liquefaction of saturated or nearly saturated soils.

7.2.1.5. Cascade of stones and soil at steep slopes.

Progressive failure could result from these effects, e.g. overtopping, piping through cracks, sliding on weak foundation materials, and slope failures. In many cases, these risks can be eliminated by the adoption of suitable specifications and construction techniques for new dams; but the need for good mathematical descriptions of soil behaviour remains in order to estimate distortions if the dam should be subjected to the design basis or maximum credible earthquake and to evaluate the safety of existing structures.

7.2.2. State of stress and dynamic soil behaviour

An embankment dam and its foundation is subjected to a static system of effective stress applied slowly and can be assumed to be fully consolidated to these stresses prior to an earthquake. The earthquake induced system of stresses is superimposed. In many soils there is essentially no drainage, nor significant dissipation of excess pore-water pressure arising from the earthquake motion.

7.2.2.1. Loose to medium dense sandy material is susceptible to rapid increases in pore pressure due to cyclic loading with associated reductions in shear strength and potentially large movements.

7.2.2.2. La possibilité d'accumulation de pressions interstitielles est moindre dans les argiles cohérentes compactées, les sables secs et quelques sables très denses. Les déformations cycliques sont normalement très petites, le matériau garde la majeure partie de sa résistance statique non-drainée au cisaillement et les déformations permanentes engendrées sont limitées.

7.2.2.3. Les matériaux très perméables tels que gravier et enrochement peuvent permettre une dissipation significative des surpressions interstitielles même pendant la courte durée de la secousse sismique. Pour un barrage dont les deux recharges sont construites avec un tel matériau et dont le noyau est mince, on trouvera qu'un simple adoucissement des pentes dans la partie supérieure suffit à augmenter la sécurité contre les tremblements de terre (réf. 7.1).

7.2.3. Propriétés dynamiques du sol

La théorie des équilibres limites, basée seulement sur les propriétés de résistance du sol, n'est pas applicable pour l'analyse non-linéaire des problèmes dynamiques. C'est en raison du fait que le chargement lui-même dépend de la déformation, que la résistance des matériaux dépend souvent de la vitesse de déformation et de l'histoire de la déformation, et que la durée de chargement est tellement courte que, même en cas de rupture locale, les déformations en résultant peuvent être très petites.

7.2.3.1. Relation entre contraintes et déformations

La forme de cette relation dépend du type de chargement et des conditions aux limites. Une courbe telle que celle représentée Fig. 7.1, peut être obtenue dans la plupart des problèmes pratiques de dynamique du sol. En chaque point de cette courbe on a :

$$T_{XE} = G \cdot \gamma_{XZ} \text{ dans le plan XZ}$$

(T = contrainte de cisaillement, γ = distorsion, G = module de cisaillement)

La Fig. 7.2 montre les résultats d'un essai de cisaillement cyclique « alterné ».

Pour l'évaluation du comportement d'un sol particulier, on doit déterminer le module de cisaillement G_0 qui correspond aux faibles distorsions et la résistance ultime au cisaillement τ_{\max} . Sous chargement dynamique, τ_{\max} augmente avec la vitesse de déformation suivant la relation :

$$\tau_{\max} (\text{dynamique}) = \tau_{\max} (\text{statique}) \times (\text{coefficient de vitesse de déformation})$$

Le coefficient de vitesse de déformation est relativement peu important pour des sables secs mais peut être significatif (entre 1.5 et 3.0) pour des argiles, pour de fortes vitesses de déformation.

Pour des sables saturés et des matériaux silteux, l'effet de la vitesse de déformation comporte les effets de développement des pressions interstitielles avec le temps et d'une éventuelle liquéfaction.

Cet effet de la vitesse de déformation montre bien que des contraintes extrêmes plus grandes que la contrainte statique maximale peuvent se développer si une charge croissante est appliquée rapidement. Cependant même si des contraintes plus petites que ce maximum (dynamique) sont répétées suffisamment longtemps, la rupture est possible. Le nombre de cycles de contraintes d'un niveau donné qui provoque la rupture dépend, pour les argiles, du niveau initial de la contrainte, de la forme de l'onde de contrainte cyclique, de sa fréquence, du type d'appareil d'essai et des caractéristiques du sol testé. Un phénomène similaire de fatigue sous faible contrainte cyclique a été observé sur des sables saturés lors d'essais triaxiaux répétés, mais la rupture y est normalement provoquée par la liquéfaction

7.2.2.2. The potential for build-up of pore pressures is less with compacted cohesive clays, dry sands and some dense sands. Cyclic strains are usually quite small, the material retains most of its static undrained shearing resistance and limited permanent deformation takes place.

7.2.2.3. Highly pervious material such as gravels and rockfills may allow significant dissipation of excess porewater pressures even during the short duration of earthquake shaking. For a dam constructed with such materials in both shells, and a thin impervious core, it will be found that a flattening of the slopes in the upper part only will provide increased safety against earthquake effects (ref. 7.1).

7.2.3. Dynamic soil properties

The limit equilibrium concept, requiring only the strength properties of the soil is not applicable to the non-linear analysis of the dynamic problem. This is because the loading is itself dependent on deformation, the material strength often depends on the rate of strain and its deformation history, and the duration of loading is so short that even if local failure occurs the consequent deformation may be very small.

7.2.3.1. Stress-strain relationships

The shape of the stress-strain relationship depends on the type of loading and boundary conditions. The strain softening type of stress-strain curve may be developed in most practical soil dynamics problems. This is shown in Fig. 7.1. At any point along the curve.

$$T_{XZ} = G\gamma_{XZ} \text{ in the XZ plane}$$

(T = shear stress, γ = shear strain, G = shear strain modulus).

Fig. 7.2 shows the results from a "reversed" cyclic shear test.

For evaluation of the behaviour of a particular soil, the small strain shear modulus G_0 and the ultimate shearing strength T_{\max} must both be determined. Under dynamic conditions there is normally an increase in T_{\max} with an increase in rate of loading.

$$T_{\max}(\text{dynamic}) = T_{\max}(\text{static}) \times (\text{Strain rate factor})$$

The strain rate factor is relatively unimportant for dry sands, but may be significant (ranging from 1.5. to 3.0) for clays at high rates of strain.

For saturated sands and silty material the effects of strain rate include the time dependant build up of pore pressure and possible liquefaction.

The strain rate effect described indicates that a maximum stress greater than the static maximum stress can be developed if an increasing load is applied rapidly. However, if stresses less than this dynamic maximum are repeated enough times, failure can occur. The number of repetitions of a particular stress level which may be applied before failure depends for clays on the initial sustained stress level, the shape of the repeated stress pulse, its frequency, the type of testing device and the characteristics of the soil being tested. Similar low cycle fatigue behaviour has been observed in repeated triaxial tests of saturated sands, but here the failure was usually developed by liquefaction (see after). Repeated loadings of dry sand may lead to an actual strengthening of the material, because of the

(voir ci-après). Des chargements répétés sur du sable sec peuvent entraîner une augmentation de la résistance, à cause de la réduction des vides et d'une meilleure orientation des grains, mais les déformations peuvent être plus grandes que dans le cas statique du fait des mouvements progressifs (réf. 7.2).

En comparant la résistance au cisaillement d'un sol cohérent saturé avec la liquéfaction d'un sol saturé non-cohérent, on peut remarquer que malgré le fait que les deux sols présentent un comportement de fatigue similaire sous faible contrainte cyclique, les sols cohérents ne semblent pas présenter une rupture soudaine de la structure accompagnée par une augmentation soudaine de la pression interstitielle, qui caractérise la liquéfaction des sables lâches et saturés. En raison des difficultés techniques pour mesurer avec précision les pressions interstitielles dynamiques dans les sols cohérents, on ne dispose que de relativement peu de données sur leur réponse en contraintes effectives. Il a été trouvé que la pression interstitielle n'atteint pas tout à fait la contrainte effective initiale même lorsque l'enveloppe de rupture est atteinte, c'est pourquoi la rupture doit être définie en terme de déformations de cisaillement.

Il faut cependant préciser que l'influence de la vitesse de déformation et des chargements répétés sur la résistance au cisaillement des sols montre que la valeur numérique de cette dernière, à introduire dans l'analyse dynamique, doit être déterminée sous des conditions analogues à celles rencontrées sur le site.

7.2.4. Liquéfaction

Au sens restreint du terme, la liquéfaction signifie la perte complète de la résistance au cisaillement, qui peut se produire quand un sol lâche sans cohésion est soumis à des contraintes de cisaillement, soit monotones soit cycliques. Dans un sens plus large, que l'on adoptera ici, la notion de liquéfaction est aussi utilisée pour décrire une perte partielle de cette résistance due au développement de pressions interstitielles (liquéfaction cyclique).

Si on provoque la liquéfaction d'échantillons de matériaux saturés et sans cohésion, de densité faible à moyenne, par des contraintes cycliques de cisaillement, la rupture instantanée du sol, qui se manifeste par un brusque accroissement de la déformation de cisaillement et des pressions interstitielles, est précédée d'une accumulation graduelle de ces pressions avec une déformation négligeable.

L'accumulation de pressions interstitielles dans un échantillon non drainé sous une action de cisaillement est attribuée à un changement irréversible de la structure du sol engendrant probablement de microscopiques glissements le long des contacts intergranulaires. La tendance à la contraction d'un sol soumis à un chargement cyclique de cisaillement est contrebalancée par une détente due à la réduction des contraintes effectives pour satisfaire les conditions d'invariance du volume et des contraintes totales.

Dans un sol compact, saturé et sans cohésion, soumis à des contraintes cycliques de cisaillement à un niveau inférieur à la résistance statique, la pression interstitielle pourra se développer graduellement jusqu'à atteindre la pression de confinement ou une condition de liquéfaction initiale. L'accumulation de pression interstitielle dans un sol compact sans cohésion soumis à des conditions de charge cyclique est due au fait que même un tel sol est capable de se contracter légèrement lors d'actions de cisaillement à basse dilatation.

Dès que la distorsion dépasse une certaine limite, l'effet de dilatation entraîne une réduction brusque des pressions interstitielles, d'où une augmentation des contraintes effectives. Il en résulte que la condition de contrainte effective nulle ne se présente que momentanément quand la contrainte de cisaillement est nulle, et le sol garde un module de cisaillement considérable même après une première liquéfaction (réf. 7.3 et 7.4).

Quant aux sols graveleux qui représentent une part importante des dépôts naturels et qui sont fréquemment utilisés pour la construction des barrages en remblai, il était important de vérifier leur potentiel de liquéfaction. On a affirmé que les sols graveleux présentent une stabilité beaucoup plus grande dans la nature parce que leur perméabilité élevée permet d'empêcher un développement total des pressions interstitielles ou de réduire

reduction of void ratio and more favourable grain orientations, but greater deformations may be developed than for the static case because of these progressive movements (ref. 7.2).

Comparing the cyclic shear strength of saturated cohesive soil with liquefaction of saturated cohesionless soils, it must be noted that although both cohesive and cohesionless soils exhibit similar low cycle fatigue behaviour, cohesive soils do not seem to show a sudden collapse of soil structure accompanied by a sudden rise of pore water pressure which characterizes liquefaction of loose saturated sands. Because of technical difficulties in accurate measurements of dynamic pore water pressure in cohesive soils, relatively few data have been reported on their effective stress response. It has been indicated that the pore pressure did not quite reach the initial effective stress even after the effective stress paths touched the failure envelope. Thus, failure must be defined on the basis of shear strains.

However, it should be noted that the effects of strain rate and repeated loads on shearing strength of soils show that the numerical value of shearing strength, to be included in analytical studies of dynamic soil motions, must be determined for conditions likely to be encountered in the field.

7.2.4. Liquefaction

In a narrow sense of the word, liquefaction means a complete loss of shear strength which can occur when a loose cohesionless soil is subjected to shear stress, either monotonic or cyclic. In a broader sense, the term liquefaction has also been used to denote a partial loss of shear strength due to buildup of pore water pressure (cyclic liquefaction).

Here the term "liquefaction" is used in the broader sense. When liquefaction is induced on saturated cohesionless samples of low to medium density by cyclic shear stresses, the sudden collapse of the soil structure, as evidenced by a sudden increase in the shear strain and in the pore water pressure, is preceded by a gradual buildup of pore water pressure with negligible shear strain.

The build up of pore water pressure due to cyclic shear under undrained conditions is attributed to an irreversible change in the soil structure probably involving microscopic slips along intergranular contacts. The tendency of the soil to contract due to cyclic shear is counteracted by a rebound due to the reduction in the effective stress to satisfy the conditions of constant volume and constant total stress.

When *dense* saturated cohesionless soil is subjected to cyclic shear stress at a level somewhat lower than the static strength, the pore water pressure may build up gradually until it reaches the applied confining pressure, or to a condition of *initial liquefaction*. The pore pressure buildup in a dense cohesionless soil under cyclic loading conditions is due to the fact that even a dense soil is contractive during shear at small strains.

As soon as the shear strain exceeds a certain limit, however, the soil becomes "dilatative" causing a drop in the pore water pressure, with a consequent recovery of the effective stress. As a result, the condition of zero effective stress occurs only momentarily when the shear stress is zero, and the soil retains considerable shear modulus even after the initial liquefaction (ref. 7.3; ref. 7.4).

As concerns gravelly soils, since they represent a substantial proportion of natural deposit and they are often used for embankment and dams construction, it was important to clarify their liquefaction potential; it has been argued that gravelly soils exhibit considerably greater stability in the field because their high permeability would either preclude a full development of pore water pressure or reduce the duration of fully liquefied

la durée de la liquéfaction totale au cours d'un séisme (réf.7.5). C'est pourquoi, même dans des régions à forte sismicité, les dégâts provenant de la liquéfaction d'un sable très grossier ou d'un sol graveleux sont extrêmement rares, tant que des lentilles de matériaux fins n'entravent pas l'effet du drainage.

Les facteurs qui influencent la liquéfaction des sols sans cohésion (réf. 7.6, 7.7) sont principalement les suivants :

- le coefficient de pression des terres au repos K_0
- l'histoire des déformations
- l'âge du sol
- le type, la granulométrie et la structure du sol
- la densité relative

Ces facteurs sont étudiés en détail en laboratoire en utilisant des échantillons reconstitués de sable ; pendant la dernière décade un grand nombre de méthodes d'essais en laboratoire se sont développées pour étudier le potentiel de liquéfaction du sol. Elles peuvent être classées de la façon suivante :

- a) Critères empiriques de liquéfaction potentielle basés sur l'observation pendant des séismes, sur des essais dynamiques in situ ou sur des essais de pénétration (SPT)
- b) Comparaison des contraintes de cisaillement in situ calculées avec la résistance à la liquéfaction déterminée en laboratoire
- c) Prédiction de la liquéfaction in situ par des analyses basées sur des modèles mécaniques d'éléments du sol.

7.2.5. Mesure des propriétés dynamiques du sol

Les propriétés et caractéristiques du sol les plus importantes dont l'ingénieur a besoin pour résoudre les problèmes sismiques sont :

- les modules dynamiques (d'élasticité et de cisaillement)
- le coefficient d'amortissement
- les paramètres de liquéfaction
- la résistance au cisaillement en terme d'effet de la vitesse de déformation.

Quelques-unes de ces propriétés sont mesurées ou étudiées aisément sur le site, d'autres en laboratoire et certaines aux deux endroits.

7.2.5.1. Techniques de laboratoire

Les techniques les plus importantes figurent dans le tableau suivant qui indique pour chacune les propriétés spécifiques ou les caractéristiques mesurées (réf. 7.8).

	Module de cisaillement	Module d'élasticité	Coefficient d'amortissement	Comportement sous contraintes cycliques
Colonne résonnante	X	X	X	
Triaxial cyclique		X	X	X
Cisaillement simple cyclique	X		X	X
Cisaillement de torsion cyclique	X		X	X
Rable vibrante	X			X

condition during the period of earthquake shaking (ref. 7.5). Because of this effect, damage due to liquefaction of very coarse sands and gravelly soils in which drainage is not impeded significantly by the presence of fine grained deposits, is likely to be extremely rare even in highly seismic areas.

The factors which influence liquefaction of cohesionless soils are primarily (ref. 7.6; ref. 7.7).

- the coefficient of earth pressure at rest, K_0
- the strain history
- the age of the soil deposit
- the soil type, gradation and structure
- the relative density

Some of these factors are studied in laboratory, using reconstituted sand specimens; during the last decade a variety of laboratory testing methods to study soil liquefaction was developed in rapid succession.

Generally, the methods which have been proposed to evaluate the liquefaction potential are classified as follows:

- a) empirical criteria of liquefaction potential based on field observation during earthquake or on dynamic tests in the field and the Standard Penetration Test;
- b) comparison of computed shear stresses in the field with liquefaction resistance determined in the laboratory;
- c) prediction of liquefaction in the field by analyses based on mechanical models of soil elements.

7.2.5. Measurement of dynamic soil properties

The most important soil properties and characteristics which are needed in soil dynamics and earthquake engineering are:

- dynamic moduli (shear modulus and Young's modulus)
- damping ratio
- liquefaction parameters
- shearing strength in terms of strain rate effects

Some of these are best measured or studied in the field, others in the laboratory and some can be measured in both laboratory and in situ.

7.2.5.1. Laboratory techniques

The most important laboratory techniques are tabulated below; the specific properties or characteristics measured by each are indicated (ref. 7.8).

	Shear Modulus	Young's Modulus	Material Damping	Cyclic Stress Behaviour
Resonant column	X	X	X	
Cyclic triaxial		X	X	X
Cyclic simple shear	X		X	X
Cyclic torsional shear	X		X	X
Shake table	X			X

Comme les sols présentent un comportement non-linéaire entre contraintes et déformations, il est nécessaire de déterminer quelle valeur de la distorsion représente une « amplitude faible » ou la valeur limite en-dessous de laquelle la variation du module G_0 est négligeable.

Les résultats des essais en laboratoire réalisés avec la colonne résonnante, ont montré qu'il y a un changement négligeable dans la vitesse V_s de l'onde de cisaillement pour des essais ne dépassant pas une amplitude de distorsion de 10^{-5} .

Les essais triaxiaux et les essais de cisaillement cycliques sont donc utilisés quand on veut connaître le comportement du sol sous de fortes amplitudes de déformation (évaluation de la variation du module de cisaillement avec l'amplitude de la distorsion).

7.2.5.2. Mesures in situ

On peut déterminer par des mesures sismiques les valeurs de la vitesse V_s de l'onde de cisaillement dans le rocher et dans le terrain meuble.

Les techniques de mesure in situ induisent normalement des distorsions de l'ordre de 10^{-6} au maximum, donc de faible amplitude (module de cisaillement initial G_0).

Le module de cisaillement est :

$$G_0 = \rho V_s^2$$

où ρ est la densité de masse du sol.

Les techniques de mesure les plus importantes sont : la sismique entre forages (cross-hole), la sismique en forage avec émetteur au fond (down-hole) ou en surface (up-hole) la résonance d'un massif, les ondes de surface, la sismique réfraction.

7.2.6. Etude des barrages en terre lors de séismes

Pour la détermination des propriétés du sol, il est important de :

- a) s'assurer que les mesures in situ, les échantillons de laboratoire et les conditions d'essais représentent les matériaux de la fondation et du barrage dans des conditions qui seront celles du séisme.
- b) choisir une loi de comportement applicable à l'analyse non-linéaire à réaliser.

D'une manière générale, en cas de sismicité modérée, les conditions les plus critiques peuvent être évitées par des spécifications et des méthodes de construction adéquates. Dans une analyse par étapes ou si on utilise des méthodes simplifiées, les propriétés appropriées sont choisies à chaque étape de calcul sur la base des résultats d'essais. L'état actuel de la connaissance des solutions numériques et des lois de comportement est donné par Zienkiewicz (réf. 7.9) (voir également chapitre 8).

7.3. COMPORTEMENT DU BÉTON SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE

Depuis la publication du travail de Abrams en 1917 (réf. 7.10), de nombreuses études ont été faites sur ce comportement, notamment sur :

- a) l'effet de la vitesse de chargement, y compris des vitesses très rapides (impact)
- b) les facteurs reliant cet effet à la composition et aux propriétés statiques du béton
- c) l'effet de chargements répétés et alternés
- d) le développement éventuel de loi de comportement à utiliser pour l'analyse numérique.

Because soils exhibit a non-linear stress-strain behaviour, it is necessary to establish what value of shearing strain represents "low amplitude" or at what limiting value is there negligible change in G_0 .

Laboratory test results, obtained using the resonant column apparatus, have shown that there is insignificant change in the shear wave velocity " V_s " for tests run at shearing strain amplitudes of 10^{-5} or less.

Therefore, laboratory techniques such as cyclic triaxial tests and cyclic shear tests are used when it is necessary to know soil behaviour at *high* strain amplitudes (evaluation of the changes in the shear modulus as the shearing strain amplitude is increased).

7.2.5.2. Field measurements

Seismic measurements can establish values of the shear wave velocity " V_s " with a rock or soil mass.

Field techniques usually develop shearing strains in the field of 10^{-6} or less, therefore these tests develop low amplitude strains (initial shear modulus G_0).

The low amplitude shear modulus is calculated from

$$G_0 = Q V_s^2$$

in which Q is the mass density of the soil.

The most important field techniques are: cross-hole, down-hole and up-hole, resonant footing, surface wave techniques, seismic refraction techniques.

7.2.6. Earth dam analysis for earthquakes

The main problems associated with the determination of soil properties relate to:

- a) ensuring that the field measurements and the laboratory specimens and conditions represent the materials of the foundation and dam as they will be when earthquake occurs;
- b) that a constitutive relationship is established which is applicable to the non-linear analysis which is to be carried out.

In the more general case, in conditions of moderate seismicity, most critical conditions can be avoided by suitable specifications and methods of construction. In a step by step analysis, and/or using simplified procedures, appropriate properties are chosen at each step based on the test results. The state of the art in numerical solution and constitutive relationships is given in Zienkiewicz et al., 1980, (ref. 7.9) (see also Chapter 8).

7.3. BEHAVIOUR OF CONCRETE UNDER DYNAMIC LOADS

Since the early work of Abrams, 1917, (ref. 7.10) many studies of the behaviour of concrete subjected to dynamic loads have been made. These have examined:

- (a) the effects of speed of loading, including very rapid loading as (for example) applied by impact;
- (b) factors relating this effect to the composition and static properties of the concrete;
- (c) the effects of repeated and reversing loading;
- (d) the possible development of constitutive relations which could be used in numerical analyses.

7.3.1. Vitesse de chargement

De nombreux essais ont montré que la résistance ultime à la compression et à la traction et le module d'élasticité augmentent avec la vitesse de chargement. Ainsi, des essais sur carottes du barrage de Big Tujunga, Californie (réf. 7.11), ont donné des augmentations de 12 à 15 % de la résistance en compression, de 62 à 83 % de la résistance à la traction et de 22 à 25 % du module d'élasticité.

Cette augmentation de la résistance à la traction pour un chargement très rapide, analogue à celui d'un séisme, est supérieure à la plupart des valeurs obtenues dans d'autres recherches, ce qui peut être une conséquence du type et de l'âge du béton étudié et des conditions subies avant l'essai, ainsi que de l'utilisation de carottes et d'un mode de chargement simplement uniaxial.

Des recherches effectuées surtout en URSS (réf. 7.15) ont montré que le coefficient d'augmentation de la résistance dynamique (rapport entre la résistance due à un chargement rapide et celle due à un chargement normal) varie avec le type de béton, et plus particulièrement avec sa plasticité. Les valeurs asymptotiques (pour un béton très plastique) sont de l'ordre de 1,8 pour un chargement très rapide (instantané) et de 0,7 pour un chargement lent (permanent). L'influence de la plasticité signifie que les valeurs les plus faibles correspondent à un béton âgé et à un béton qui a été soumis à des contraintes statiques. La Fig. 7.3 compare la résistance dynamique d'échantillons (1) de béton en laboratoire avec celle de carottes (2) de 40 ans d'âge (usine hydroélectrique du Dneper), les deux bétons ayant des résistances ultimes analogues. Il faut noter que la capacité de déformation et la déformation ultime en traction ne dépendent guère de la vitesse de chargement.

7.3.2. Chargements répétés et alternés

Le Dr. Bertacchi a observé que le béton et, dans une certaine mesure également le rocher, peut supporter un très grand nombre de cycles lents à faible niveau de contraintes. Quand les contraintes augmentent par exemple après la première apparition de microfissures, il supporte un nombre de cycles de moins en moins grand. Le béton peut également se rompre par fluage après un nombre réduit de cycle à un niveau de chargement qui reste inférieur à la résistance statique.

La mesure du coefficient d'amortissement a été faite par des essais sur des structures, et donne des résultats intéressants si les contraintes sont en dessous de la limite élastique. Le coefficient d'amortissement est une propriété intrinsèque du béton, mais, dans la pratique, on l'utilise parfois pour tenir compte de tous les phénomènes de dissipation d'énergie, ce coefficient augmentant avec la réponse dynamique. Des valeurs de 2 % ou plus, jusqu'à 10 % pour des séismes extrêmes, ont été proposées. On a cependant des doutes sur l'évaluation des résultats obtenus en laboratoire pour les calculs du comportement non-linéaire de structures en béton.

La situation des recherches actuelles sur ce comportement du béton et sur sa réponse aux chargements à court terme est décrite par Dougill (réf. 7.12).

7.3.3. Modèles de comportement

Des recherches sont encore nécessaires sur l'utilisation de modèle de comportement du béton pour calculer les déformations et la propagation des fissures dans un barrage soumis à des forces dynamiques importantes. Le sujet est complexe car l'évolution des fissures change non seulement la distribution des contraintes mais aussi le coefficient d'amortissement et les fréquences propres de réponse. Ce sujet est traité par Dougill (7.12) et Zienkiewicz (réf. 7.13) qui proposent des modèles de calcul pour l'analyse dynamique transitoire des barrages en béton.

7.3.1. Speed of Loading

Many tests have demonstrated that the ultimate strengths of concrete in compression and tension, and the elastic modulus, are increased with increase in rate of loading. For example, the tests on cores from Big Tujunga Dam, California (ref. 7.11) showed:

Compressive strengths increased by 12 to 15%. Elastic modulus increased by 22 to 25% and tensile strengths increased by 62 to 83%.

These tensile strength increases under the very rapid earthquake type loadings are greater than the values reported by most other researchers. This difference may be due to the type and age of the concrete and the history of its condition prior to testing; also possibly the use of cores and purely axial loading for the tests.

Research, much of it carried out in Russia (ref. 7.15) has demonstrated that the dynamic strengthening factor (ratio of strength at high rate to normal rate of loading) varies with the type of concrete, and particularly with plasticity of the concrete. The asymptotic values (associated with very plastic concrete) are of the order of 1.8 for high rate (instantaneous) loading and 0.7 for long-term (permanent) loading. The dependence on plasticity means that lower factors will be associated with aged concrete and with concrete which has been subjected to static stress. Fig. 7.3 compares the dynamic strengths of (1) concrete laboratory samples and (2) concrete cores from Dneeper Hydroelectric Station (40 years old), the concretes having similar ultimate strengths. It should be noted that the strain capacity and the ultimate strain in tension may not change with loading rate.

7.3.2. Repeated and reversal loading

Dr. Bertacchi observes that concrete, and to some extent rock too, can support a very great number of slow cycles at low stress values; as stress values increase, i.e. after the first phenomena of micro-fissures has occurred, the number of cycles leading to failure decreases. It is possible for the concrete to creep to failure after a few cycles at load levels which are below static strength.

The measurement of damping coefficients has been made by tests on structures, and the results give good guidance when the stresses are below the elastic limit. Damping coefficient is really a property of the concrete, but in practice the damping coefficient is sometimes used to account for all mechanisms of energy dissipation, the coefficient being increased with increasing level of dynamic response. Values of 2% or more, even up to 10% critical have been proposed for extreme seismic loadings. There is doubt about using values obtained from laboratory testing of concrete for computing non-linear structure behaviour.

The present position regarding research into concrete behaviour and its response to short term loading is described in Dougill, 1980 (ref. 7.12).

7.3.3. Constitutive Models

More research is necessary into the use of constitutive models of concrete behaviour for the purpose of computing deformation and crack propagation when dams are subjected to large dynamic forces. The subject is complicated. The development of cracks not only changes the stress distribution, but also the damping coefficient and the periods of natural response. The subject is discussed in Dougill, 1980 (ref. 7.12) and Zienkiewicz, 1980 (ref. 7.13) proposing "computational models for the transient dynamic analysis of concrete dams".

7.3.4. Utilisation de modèles de structure

Le développement de discontinuités dans le comportement du béton soumis à de fortes contraintes montre que le comportement du matériau ne peut être séparé de celui de la structure. La réponse sismique du barrage peut être simulée par des modèles physiques aussi bien dans le domaine élastique qu'au voisinage de la rupture, mais l'imperfection de la similitude en limite l'utilisation et la validité.

Néanmoins, ces modèles sont très utiles, parfois même essentiels, d'une part pour vérifier la méthode de calcul (modèle élastique) et d'autre part pour indiquer les modes de rupture et permettre l'estimation de la sécurité de l'ouvrage entier. Les techniques actuelles de modélisation sont décrites par Oberti et Castoldi (réf 7.14). Deux limitations importantes sont à noter :

- pour des modèles élastiques l'hypothèse que le niveau de contraintes doit rester entièrement dans le domaine élastique, même sous les conditions de chargement les plus sévères.
- pour des modèles de rupture, l'impossibilité de reproduire parfaitement les charges, le comportement des matériaux et les discontinuités réelles dans le barrage ainsi que dans les joints et les failles de la fondation.

Les recherches sont en cours pour améliorer la technique de modélisation afin d'éliminer ces restrictions et de développer une nouvelle technique qui permette d'analyser le modèle sous l'effet d'ondes traversant ses fondations.

7.3.4. The use of structural models

The development of discontinuities in the behaviour of concrete when subjected to high stresses means that materials and structure behaviour cannot be separated. The earthquake response of dams both within the elastic range and when approaching failure can be demonstrated by physical models, although lack of complete similitude imposes limits on the use and value of the tests.

Nevertheless, these models serve a useful purpose —sometimes an essential purpose— firstly to verify the computational methods (the elastic model) and secondly to shew modes of failure to help provide an estimate of safety for the structure as a whole. The techniques available are described in Oberti and Castoldi, 1980 (ref. 7.14). Quoting from this paper “the modelling techniques in use suffer from two main limitations

- the hypothesis, in the case of elastic models, that the stress level in the heaviest load conditions should remain below the elastic limit of the materials,
- the impossibility, where failure models are concerned, of reproducing in complete similitude the acting loads, the behaviour of the materials and the discontinuities present in the dam as also in the foundation joints and fault surfaces”.

Research is in progress with the aim of improving the modelling technique to remove the limitations, and also to develop a new technique by which the model is excited through its foundation, by travelling waves.

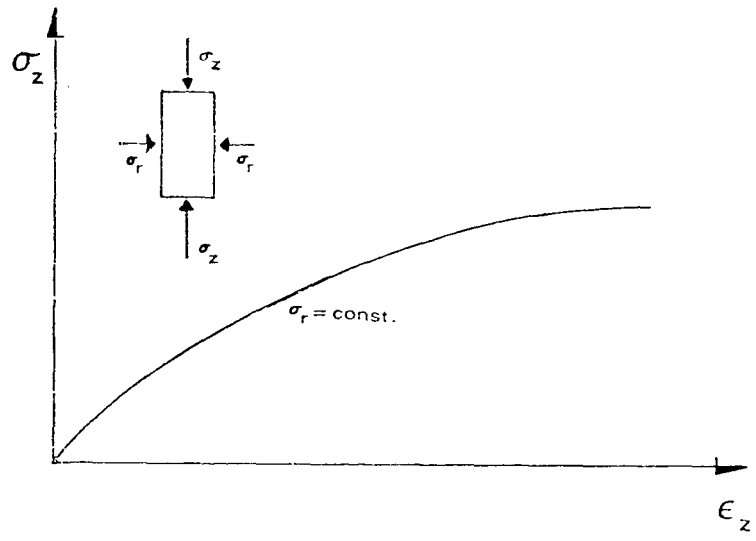


FIG. 7.1 (a) : Relation contrainte-déformation dans des essais triaxiaux.
 FIG. 7.1 (a) : Stress-strain curve for triaxial tests.

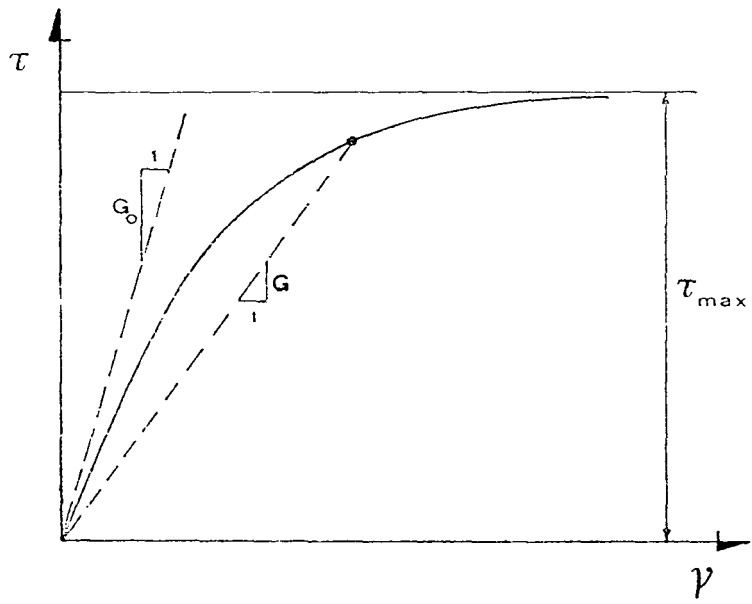


FIG. 7.1 (b) : Paramètres de base pour les relations hyperboliques entre contraintes et déformation.
 FIG. 7.1 (b) : Basic parameters for Hyperbolic stress strain curves.

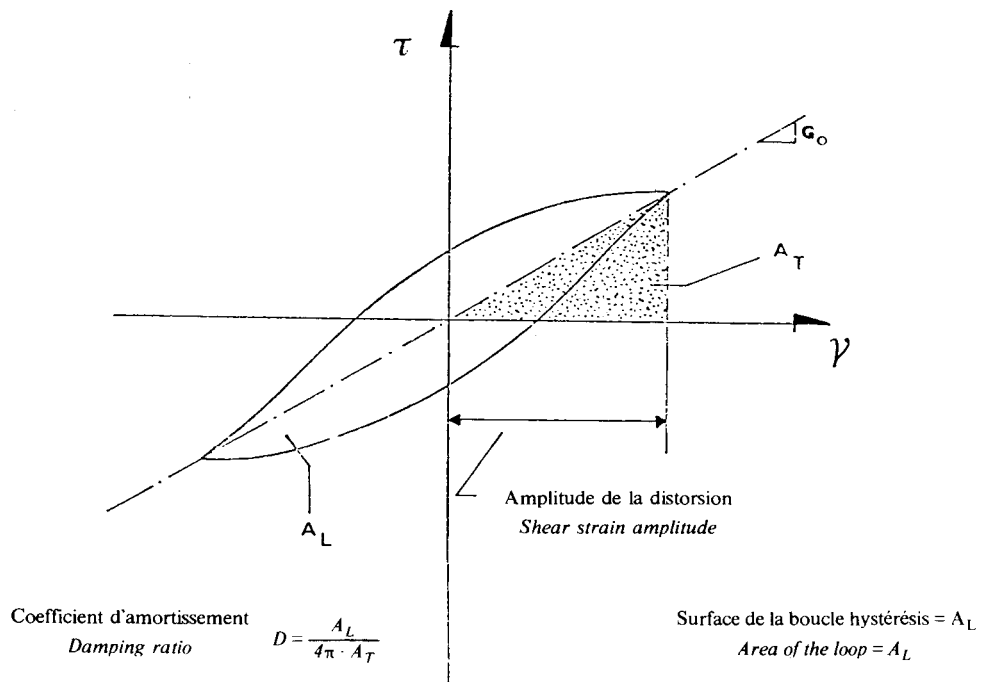


FIG. 7.2 : Définition du module de cisailure, du coefficient d'amortissement et de l'amplitude de distorsion.
 FIG. 7.2: Definition of shear modulus, damping ratio and strain amplitude.

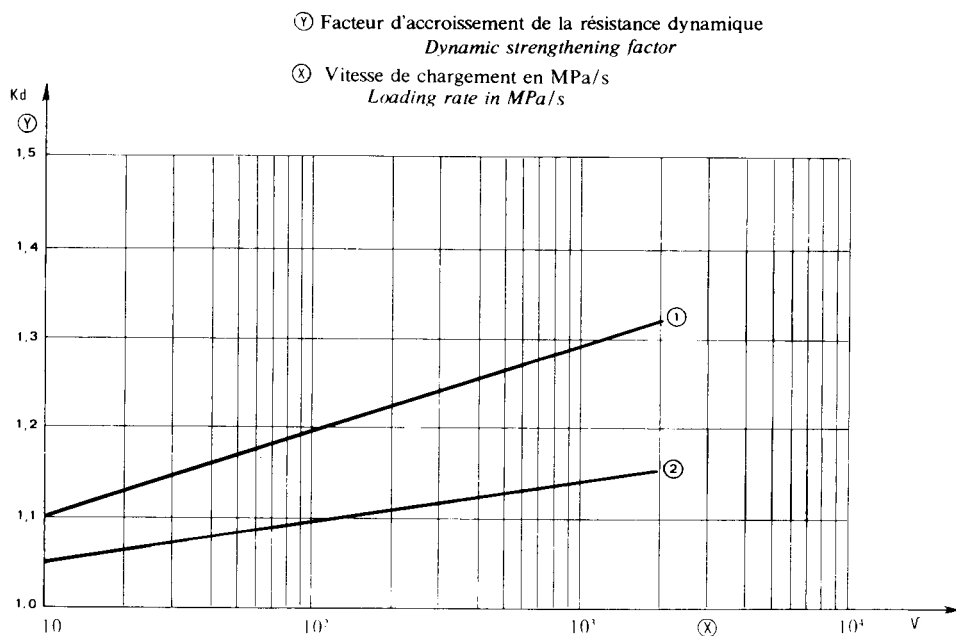


FIG. 7.3

8. ASPECTS SISMIQUES DE LA CONCEPTION ET DU CALCUL DES BARRAGES

Dès l'avant-projet, il faut considérer la résistance aux forces sismiques d'un ouvrage pour bien choisir sa forme, sa constitution, les matériaux et les méthodes de construction.

8.1. FORCES SISMIQUES

Elles dépendent des secousses du sol qui peuvent se diviser en deux catégories :

8.1.1. Déplacements permanents dus

- a) à une accumulation de déformations qui se manifestent comme des glissements lents de la roche de fondation et
- b) à des mouvements instantanés dans ou près des failles au moment même d'un séisme, et qui peuvent avoir lieu même lors de tremblements de terre mineurs. Les mouvements ultérieurs suivront la même direction et s'additionneront.

Le mouvement permanent provoqué par un fort séisme causera des déplacements verticaux et latéraux des deux côtés de la faille. Si cette faille croise la fondation du barrage, ce dernier sera cisailé et une des sections peut perdre une partie de sa revanche. Si par contre la faille traverse le lac de retenue, le barrage entier peut perdre une partie de sa revanche en cas d'une élévation du réservoir par rapport au barrage.

8.1.2. Les secousses du sol dues à un séisme provoqueront des vibrations de réponse de la structure et de ses fondations . Il y a risque d'éboulements rocheux, de glissements de terrain, de seiches dans le réservoir et de liquéfaction de sols saturés.

8.2. PROTECTION DES BARRAGES EN BÉTON

Un faible déplacement relatif entre différentes parties de la fondation d'un barrage en béton peut probablement être supporté sans dommage majeur, comme indiqué dans la réf. 8.1.

Cependant, s'il est indispensable de construire un barrage à cheval sur une faille éventuellement active, ou sur une fondation géotechniquement très hétérogène située sur un site d'activité sismique élevée, il sera nécessaire d'étudier différentes variantes pour le type de l'ouvrage et la prise en compte de ces mouvements en considérant les impératifs de stabilité, d'intégrité de la structure et d'imperméabilité du barrage et de sa fondation.

Les structures en béton peuvent être dimensionnées pour résister à d'intenses secousses. La nature alternée des contraintes demande un ajustement du profil-type afin d'éviter des angles aigus rentrants sur les faces amont et aval. Le couronnement qui sert habituellement de route et contient des conduites et galeries doit avoir une forme spéciale tenant compte d'accélération et déplacements éventuels importants. Des éléments lourds et en surplomb doivent y être évités et des armatures doivent être disposées dans les parements et à travers les joints pour résister aux fortes tractions. L'exemple de Vaiont montre qu'un barrage-voûte peut être soumis à des pressions d'eau considérablement accrues et à un déversement (comme celui résultant d'une seiche induite par le séisme) sans se rompre.

Le béton est ainsi un bon matériau de construction pour le barrage et ses ouvrages annexes sur de nombreux sites qui présentent une activité sismique élevée.

8. SEISMIC ASPECTS IN DAM DESIGN AND ANALYSIS

With all structures, resistance to earthquake forces is provided at the conception stage in the choice of structure shape and components, the materials of construction, and the methods of construction.

8.1. EARTHQUAKE FORCES

These are due to ground movements and two categories are to be considered.

8.1.1. Permanent ground displacements are due to:

- (a) accumulation of strain, manifest as creep of the foundation rock, and
- (b) sudden movement at and near to faults when earthquake occurs.
This movement will occur even with minor earthquake events. Successive movements will be in the same direction and therefore additive.

The permanent movement due to a large earthquake will result in lateral and vertical relative displacements of the two sides of the fault. If the fault crosses the dam, the dam will experience similar displacement and part may lose some of its freeboard. If the fault crosses the reservoir, the whole dam might lose some of its freeboard due to a rise of the reservoir floor relative to the dam.

8.1.2. The shaking of the ground due to earthquake will lead to response vibration of the dam structure and also of the ground supporting the structure. There is the risk of rockslide and landslide, and of seiches in the reservoir, and of liquefaction of saturated soil.

8.2. SAFEGUARDING CONCRETE STRUCTURES

Some relative movement between parts of the foundation of a concrete dam can be accommodated without substantial damage. This is demonstrated in the paper "Seismic Analysis and Design Considerations for Concrete Dams" (ref. 8.1).

However, if it is essential to construct a dam across a potentially active fault, or on foundations of greatly varying mechanical properties at a site where considerable seismic activity could be anticipated, it will be necessary to examine alternative treatments for the movements and alternative types of structure. Stability, structural integrity and watertightness of the structure and foundation have to be considered.

Concrete structures can be designed to withstand intense shaking. The alternating nature of the stresses requires adjustment of the profile to avoid sharp re-entrant angles on either the upstream or downstream side. The top of the dam, which normally accommodates roadways, ducts, galleries, etc. must be especially shaped to take account of the large accelerations and displacements which could occur.

In these places, heavy and overhanging elements should be avoided, and reinforcement provided in the faces and across joints to resist large tensions. The experience at Vaiont shows that a concrete arch dam could be subjected to greatly increased water pressures and overtopping as from earthquake induced seiches without failure.

Concrete is therefore a good material for the construction of the dam and associated structures at many sites in zones of great earthquake activity.

8.3. PROTECTION DES TALUS ET DES BARRAGES EN REMBLAI

Une description détaillée sur la prise en compte des conditions sismiques dans la conception des barrages en remblai fut donnée par Sherard en 1967 (réf. 8.2) et, malgré le grand progrès des recherches sur le comportement des matériaux (voir chapitre 7), de nombreux principes cités par Sherard sont encore d'actualité et figurent dans les paragraphes qui suivent.

8.3.1. Les sols de fondation influent sur le risque sismique et c'est pourquoi une certaine approche conservatrice est justifiée dans la conception de barrages en remblai, surtout sur des dépôts meubles. Des tassements et des déplacements de l'ouvrage entier sont des formes possibles de rupture en cas de séisme.

8.3.2. Une conséquence fréquente d'un séisme peut être la formation de fissures dans le barrage qui entraîne une concentration des écoulements. Ceci se produit à la suite de mouvements différentiels, de mouvements de failles ou de secousses très fortes. Les moyens d'y remédier sont les suivants :

- a) prévoir sur toute la hauteur du barrage un filtre amont en matériaux sans cohésion et un tapis drainant sous la recharge aval pour contrôler la percolation
- b) prévoir des zones de transition épaisses en matériaux sablo-graveleux prévoir dans les zones de sable moyen à fin de part et d'autre du noyau
- c) choisir la granulométrie des zones près du noyau telle qu'elle contienne une proportion notable de graviers, sans que celle-ci soit trop forte au contact amont du noyau

Pour résister aux effets sismiques, une bien meilleure sécurité peut souvent être obtenue par une sélection des matériaux de remblais assurant une meilleure protection contre la fissuration et la liquéfaction.

8.3.3. Un soin particulier doit être apporté aux spécifications et à la construction de la partie supérieure du barrage et des zones de contact avec les appuis. On doit admettre qu'une fissure profonde puisse s'y produire. Il faut se protéger contre l'effet des écoulements concentrés et des entrées d'eau dans les fissures après de fortes précipitations. Il faut étudier si un renforcement de la partie supérieure est plus économique qu'un élargissement du couronnement pour assurer la sécurité en cas de séisme. De plus, cela augmente la sécurité contre les effets d'un déversement sur le barrage.

8.3.4. Le noyau doit être dimensionné pour résister à un écoulement concentré. Un bon matériau sera de granulométrie bien continue comportant gravier, sable et fines ou une argile plastique raide. Il faut par contre éviter l'argile peu plastique avec une faible fraction grossière, les silts, les sables moyens à particules fines sans cohésion et les sables silteux fins et uniformes sans cohésion.

8.4. ÉVACUATEURS DE CRUE ET OUVRAGES ANNEXES

Si l'on compare différentes variantes d'évacuateurs calculés pour un débit lié au volume de la retenue, on note qu'un évacuateur offrant une revanche plus importante par rapport à la retenue normale est également plus sûr en cas de séisme. En cas de sismicité importante, un évacuateur non vanné est préférable, si cela est acceptable économiquement.

Les évacuateurs et autres ouvrages doivent être construits en blocs monolithiques et, si possible être fondés au rocher.

8.3. SAFEGUARDING EMBANKMENT DAMS AND EARTH SLOPES

A comprehensive description of "Earthquake conditions in earth dam design" was given by J.L. Sherard in 1967 (ref. 8.2); and although there have been great advances in research on materials' behaviour, as outlined in Chapter 7, many principles which Sherard describes are still valid and are included in the following paragraphs.

8.3.1. Soil foundation conditions can affect the risk due to earthquake hazard, and therefore a conservative approach to design is necessary especially when the dam rests on uncemented deposits. Settlement and movement of the whole dam are possible modes of failure in earthquake.

8.3.2. A likely effect of earthquake will be the formation of cracks in the dam leading to concentrated leakage. This can arise from differential movement, movement on faults or severe shaking. The lines of defence are:

- a) for an upstream filter, provide cohesionless material for the full height of the dam to control leakage and a horizontal drain under the downstream slope.
- b) provide a wide transition/filter zone using a sand/gravel mixture.
- c) a medium or finer sand zone adjacent to the core should contain an appreciable proportion of gravel size particles, but the zone located upstream of the core should not contain too great a proportion of coarse particles.

For earthquake resistant design a much safer dam can frequently be obtained by processing the embankment materials to provide increased protection against cracks and liquefaction.

8.3.3. Particular care must be given to the specification for and construction of the upper part of the dam and at the abutment contacts. It should be assumed that cracks of maximum depth might occur. It is necessary to provide for safety against concentrated leaks and the flow of water due to heavy rain entering the cracks. A subject for investigation is whether the provision of reinforcement in the upper part of the dam would be an economical way of providing safety against the effects of earthquake, and could be compared with the alternative of widening the crest of the dam. By preventing cracks it will also provide additional safeguard against the effects of overtopping.

8.3.4. The core should be designed to provide resistance to concentrated leakage. Good material is a well-graded mixture of sand, gravel and fines, or a highly plastic tough clay. The materials to avoid are clay of low plasticity with little coarse fraction, silts, medium sands with cohesionless fines, and fine uniform cohesionless silty sand.

8.4. SPILLWAYS AND OTHER AUXILIARY STRUCTURES

When comparing alternative spillway designs based on discharge related to reservoir storage, it should be noted that a spillway which provides greater freeboard above normal retention level is also safer against earthquake. For severe earthquake conditions, spillways without gates are to be preferred, subject to economic considerations.

Spillways and other structures should, where possible, be founded on rock, and reinforced monolithic construction is best.

Pour les tunnels de vidanges et les évacuateurs en tranchée profonde, il faut tenir compte des effets sismiques sur des éboulements ou glissements rocheux susceptibles de réduire la capacité d'évacuation.

8.5. ÉQUIPEMENT ÉLECTRO-MÉCANIQUE

8.5.1. Équipement hydraulique et conduites forcées

La mise hors service de l'équipement hydraulique peut être grave voire même désastreuse. Il est en général admis par les constructeurs de l'équipement que la structure supportant les vannes résiste parfaitement à la distorsion. Ceci peut paraître bien impossible en pratique, et la conception de l'équipement mécanique devrait, si possible, tenir compte des facteurs suivants :

- a) permettre un fluage prévisible et des déformations permanentes du rocher de fondation, par exemple par l'installation de joints flexibles dans les conduites forcées.
- b) prévoir l'arrêt automatique du débit d'entrée aux conduites en cas de rupture de celles-ci.
- c) prévoir le jeu le plus grand possible pour la manœuvre des vannes afin de minimiser le risque de blocage des vannes à la suite d'une secousse sismique, d'une distorsion ou d'une fissuration.
- d) prévoir un système mécanique spécial pour manœuvrer les vannes qui seraient en position soit ouverte soit fermée.
- e) prévoir des ouvertures supplémentaires et des contrôles hydrauliques en cas d'urgence.
- f) prévoir une manœuvre manuelle en cas de panne de courant électrique.

8.5.2. Équipement électrique et divers

De tels équipements, en particulier pour le contrôle à distance et la télétransmission, sont essentiels pour le fonctionnement des structures hydrauliques et pour la sécurité du barrage. Ils doivent donc offrir les mêmes garanties de bon fonctionnement que les ouvrages principaux.

8.6. PHILOSOPHIE GÉNÉRALE DU PROJET

Le Président de la CIGB, Pierre Londe, a présenté un résumé de l'état actuel de la conception parasismique des barrages lors de la conférence à l'Institut de Génie Civil à Londres, en 1980, dont nous avons tiré une grande part des conclusions suivantes :

Ces dernières années, les études de tremblements de terre faites par des sismologues, des géologues, des ingénieurs spécialistes en séismes et des projeteurs de barrage se sont beaucoup plus concentrées sur la description de la situation actuelle complexe et incertaine que sur la solution des problèmes de données sismiques à introduire dans le calcul. Jadis, on a utilisé par simplification la méthode pseudostatique. A ce jour, seuls 5 barrages en béton sont connus pour avoir subi des dommages mineurs ou modérés, et on ne connaît que la rupture totale de 12 barrages en remblai et la rupture partielle d'une quarantaine d'autres. Est-ce une justification pour continuer à utiliser les méthodes simplifiées ? Inversement, comme l'on dispose d'outils mathématiques puissants qui permettent d'utiliser des données plus complexes dans les programmes d'analyse de contraintes, ne devrait-on pas développer des méthodes plus sophistiquées ?

Il est nécessaire que l'ingénieur applique toutes les techniques capables de réduire les risques résultant des incertitudes en profitant de toutes les méthodes nouvelles aussitôt

In the design of tunnel outlets and spillways in deep cuts due consideration should be given to earthquake loads to ensure that discharge capacity is not reduced by rockfalls or rockslides.

8.5. MECHANICAL AND ELECTRICAL EQUIPMENT

8.5.1. Hydraulic Equipment and Penstocks

If hydraulic equipment is rendered inoperative, the consequences could be severe or even disastrous. It is generally assumed, by the designers of the equipment, that the supporting structure will completely resist distortion. This may be asking the impossible in practical terms. The design of the mechanical equipment should, as far as possible, take account of the following factors:

- a) allow for the estimated long-term creep and permanent deflections of the foundation rock, e.g. provide flexible joints in pipe-lines.
- b) provide automatic cut-off of water flow to penstocks in case the penstock should be fractured.
- c) provide the maximum possible clearances for gate operation to minimise the risk of jamming in case the structure is badly shaken, or some distortion or cracking should occur.
- d) provide extra lifting capacity or other means for loosening gates which might be jammed in either the open or closed position.
- e) provide alternative discharge outlets and hydraulic controls for emergency use.
- f) provide for hand operation in case the power supply is lost.

8.5.2. Electric and Various Equipments

Such equipments, used especially for remote control and tele-transmission, are essential for the working of hydraulic structures and for dam safety. They must therefore afford the same guarantees of good running order as the main structures.

8.6. A GENERAL PHILOSOPHY FOR DESIGN

ICOLD President, Pierre Londe, contributed a resume of the "state of the art" in the design of dams to resist earthquake in his introduction to the 1980 Conference at the Institution of Civil Engineers, London, and much of this section is based on his comments.

In recent years, the studies of earthquake phenomena by seismologists, geologists, earthquake engineers and the designers of dams have not so much provided solutions to the problems of seismic input for design, as highlighted the complex and uncertain situation which exists. In the past, the simplified static equivalent method has been used; only 5 concrete dams are known to have suffered minor or moderate damage, and the collapse of 12 embankment dams and partial failure of about 40 others has been recorded. Is this a justification for continuing to use simplified methods? On the other hand, powerful mathematical tools enable the use of complex input data in stress analysis, and should not sophisticated models be developed?

It is necessary for the engineer to apply techniques which mitigate the risk arising from uncertainties while taking advantage of every new advance in knowledge. The

qu'elles sont portées à notre connaissance. La méthode classique pour pouvoir utiliser des données insuffisantes est l'analyse de sensibilité du risque sismique à une variation des paramètres. Il ne s'agit bien entendu pas seulement du manque de données mais également de l'incertitude dans la corrélation entre l'intensité et l'amplitude des secousses et dans le choix de la formule d'atténuation. L'analyse de sensibilité permet de définir les caractéristiques à introduire en termes de réponse du barrage (réf. 1.7). Un autre exemple est donné par Hutchinson et Tsicnias (réf. 8.3) qui démontre la nécessité d'introduire le mouvement vertical dans le calcul des barrages-voûte.

L'utilisation des éléments finis dans l'analyse des contraintes a fait de tels progrès qu'une solution fiable peut être trouvée pour tout jeu des paramètres de calcul tout en considérant une représentation mathématique des propriétés de matériau même au-delà de la limite élastique. Ceci permet à l'ingénieur d'appliquer en premier lieu des méthodes relativement simples d'analyse spectrale pour vérifier s'il y a un risque quelconque de rupture. En plus cette analyse permet des études de sensibilité considérant des caractéristiques de vibration de la structure sans avoir à connaître précisément les données sismiques à introduire. Dans cette phase, pour un calcul rapide l'utilisation de méthodes simplifiées est justifiée.

De plus, si on se trouve dans des conditions s'approchant de la rupture, on peut pousser plus loin l'analyse, ce qui était jusqu'à présent impossible, c'est-à-dire étudier les effets non-linéaires pendant toute la durée d'un séisme et ainsi déterminer l'étendue des dommages permanents. On a alors besoin d'une forme plus précise de données sismiques à introduire dans le calcul.

Si on s'attend à des dommages, c'est l'expérience de l'ingénieur qui permet de fixer les critères en ce qui concerne la limite des dégâts tolérables. Il est particulièrement difficile d'appliquer la conception du séisme de dimensionnement (DBE) à un remblai qui supporte des tassements, des fissures ou autres déformations permanentes (voir l'introduction).

8.7. PROBLÈMES DE BASE DE LA CONCEPTION ET DU CALCUL

Le Comité de la CIGB sur la Conception et le Calcul des Barrages est en train de préparer un rapport sur « les aspects sismiques dans la conception et le calcul des barrages ». Ce rapport décrira les méthodes d'analyse actuelles par calcul électronique. Le rapport antérieur de ce comité (réf. 8.4) a déjà traité des idées directrices et des principes de tels calculs.

Pour s'assurer d'un bon comportement et d'une sécurité suffisante du barrage, les cas de charges à appliquer doivent englober les secousses sismiques, et l'ingénieur est obligé de vérifier que :

- a) pour le séisme de dimensionnement (DBE) il n'y a pas de dégâts significatifs
- b) pour le séisme extrême (MCE), les dommages sont limités et ne provoquent pas la rupture

Les questions suivantes se posent immédiatement :

Quelles sont les définitions de « séismes de dimensionnement » « séisme extrême », « dégâts significatifs » et « dommages limités » ? Ces questions touchent la philosophie du projet tout en considérant les conséquences des dommages, les frais de construction et de réparation ainsi que les effets écologiques et humains. L'étude des cas de rupture partielle et du comportement des barrages est importante. L'ingénieur doit ensuite prévoir le comportement du barrage projeté et celui des environs immédiats sous l'effet des séismes.

classical method of dealing with inadequate data is the "sensitivity analysis" of the parameters at risk. For example, not only is there a lack of data, but correlation of ground motion with intensities is tenuous—and the choice of attenuation formulae is not clear. Sensitivity analysis leads to defining the input characteristics in terms of the response of the dam (ref. 1.7). Another example is given by Hutchinson and Tsicnias (ref. 8.3) who show that in the selection of appropriate design earthquake inputs for arch dams vertical ground motion must be considered.

The use of modern finite element techniques in stress analysis has advanced to the stage where a reliable solution is attained for any given set of input parameters, including the mathematical representation of material properties when stressed beyond the elastic limit. This enables the engineer to apply in the first place relatively simple spectral analysis procedures to determine whether any danger of failure is present. Such analysis allows sensitivity studies by considering the vibration characteristics of the structure without a precise knowledge of the seismic input characteristics. Indeed, at this stage, the validity of simplified methods for rapid analysis can be assessed.

Further, if near failure conditions exist, the analysis can be refined to an extent hitherto impossible, to study the full non-linear effects during the passage of an earthquake and assess the extent of permanent damage. Here, more precise forms of earthquake input must, however, be assumed.

When damage is shown to occur, the experience of the engineer must provide the criterion to decide what constitutes permissible or acceptable damage. It is particularly difficult to apply the concept of 'DBE' to an embankment dam which may suffer settlement, cracking, or some permanent displacement (referred to in the Preface).

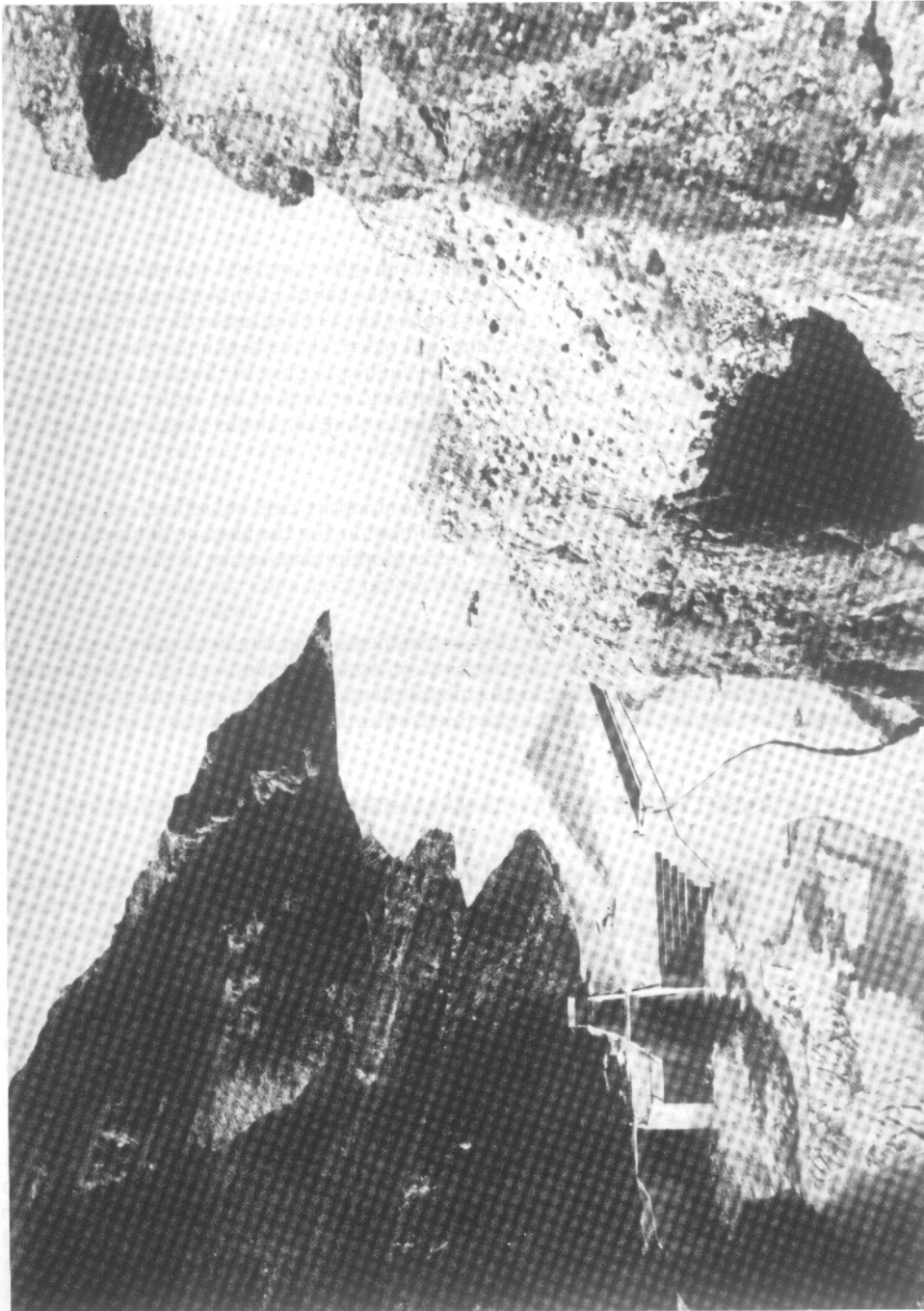
8.7. THE BASIC PROBLEMS OF ANALYSIS AND DESIGN

The ICOLD Committee on Analysis and Design is preparing a report on "Seismic Aspects of Dam Analysis and Design". This report will outline the current, computer based, analysis procedures. The earlier report of that committee (ref. 8.4) has already considered the guidelines and principles of such computations.

In order to ensure the satisfactory performance and safety of the dam, the loads to be considered acting on it include earthquake shocks; and the engineer's problem is to ensure that:

- a) when subjected to the DBE, no significant damage will occur;
- b) when subjected to the MCE, damage is limited and no catastrophic failure occurs.

The immediate questions are—how are the DBE and MCE defined, and what is "no significant damage" and "limited damage"? These questions strike at the very heart of design philosophy, involving consideration of the consequences of damage, construction and repair costs, and environmental and social effects. The study of near-disaster and dam behaviour is important. Having made his decisions, the engineer is then concerned with predicting the behaviour of the dam and its immediate environment when subjected to the earthquake motions.



LAR DAM (Iran)
The Tehran Regional Water Board

Construit dans une zone historique d'activité sismique. La coupe du barrage est conçue pour résister aux forces sismiques.

LAR DAM (Iran)
The Tehran Regional Water Board

Built in a zone of historic earthquake activity. The dam section is designed to withstand earthquake forces.



Latiyan Dam, Lar, Laj-e Ruz, Project, Iran.

LATIYAN DAM (Iran)
The Tehran Regional Water Board

Les contreforts centraux ont été vérifiés par calcul et par des essais sur modèle pour tenir compte des vibrations sismiques.

LATIYAN DAM (Iran)
The Tehran Regional Water Board

The central buttresses were checked by computation and model tests to take account of vibration due to earthquake.

8.8. LES MÉTHODES DE CALCUL

En statique, il y a deux approches possibles pour déterminer les déformations inadmissibles ou la rupture. La première se base sur le concept d'équilibre limite sans tenir compte des caractéristiques de déformabilité des matériaux et en se basant uniquement sur le mécanisme de rupture. Elle n'a besoin que des propriétés de résistance et permet en général de prévoir avec une précision raisonnable la rupture totale si ces propriétés sont correctement estimées.

La deuxième nécessite d'abord la détermination des lois de comportement des matériaux. On obtient alors la solution complète pour les déformations relatives à tous les cas de charge par une résolution approchée sur l'ensemble du domaine. De telles solutions sont seulement possibles si on applique un procédé numérique de discrétisation (comme dans la méthode des éléments finis) et si on utilise un ordinateur électronique puissant. Les idées directrices et les principes de ces calculs sont déjà expliqués dans le rapport cité ci-dessus (réf. 8.4). De tels méthodes fournissent une évaluation plus réaliste et précise du comportement statique jusqu'au moment de la rupture que cela ne peut se faire par la méthode de l'équilibre limite (évidemment à un prix plus élevé).

Pour l'analyse *dynamique*, ces deux possibilités n'existent pas pour les raisons suivantes :

- 1) la charge elle-même dépend de la déformation et ne peut être prédite a priori
- 2) la résistance des matériaux dépend du degré de déformation et de l'histoire des déformations et finalement
- 3) la durée du chargement est souvent tellement courte que même en cas de rupture les déformations totales que le barrage subit peuvent être insignifiante

C'est pourquoi la méthode de l'équilibre limite ne sert guère à prévoir l'étendue des dommages. Pour la même raison, une analyse linéaire sur la base de propriétés idéalisées des matériaux ne peut être utilisée. Malgré cela la combinaison des deux méthodes est acceptable pour projeter des ouvrages si l'on procède convenablement.

On peut, considérer le projet comme sûr si l'on trouve, en particulier, que :

- a) toutes les contraintes dynamiques restent certainement dans les limites élastiques,
- b) il n'existe aucun mode de rupture pour un séisme extrême, en considérant les propriétés de résistance dynamiques.

Bien que ces méthodes soient très approchées, surtout dans le deuxième cas, car elles ont a priori besoin d'une estimation du mouvement et de son histoire, elles peuvent cependant livrer des informations sur la possibilité de dommages limites, suivants les suggestions de Newmark (réf. 8.5). Le nouveau rapport traitera des méthodes d'analyses entièrement linéaires et plus particulièrement des méthodes de décomposition modale pour obtenir ainsi les forces d'une analyse pseudostatique. Ces analyses permettront finalement une meilleure compréhension de la nature des séismes et des modes de rupture possibles (ou impossibles). Cependant pour des ouvrages importants ou des séismes de forte intensité une analyse dynamique complète et non linéaire est recommandée.

Avant de commencer une telle analyse, il est nécessaire :

- 1) d'établir le modèle du comportement général et les équations différentielles qui déterminent le problème
- 2) de développer les méthodes appropriées de discrétisation numérique et leur résolution par calcul électronique
- 3) de modéliser convenablement le comportement des matériaux

Tous les matériaux utilisés pour la construction des barrages, terre, enrochement, roche minée en vrac ou béton, sont normalement poreux (ou traversés par des fissures aquifères) et leur comportement doit être considéré en tenant compte des deux phases. Comme les principes du comportement de ces deux phases sont les mêmes pour tous les barrages, ils sont décrits au commencement du rapport.

8.8. THE METHODS OF ANALYSIS

In static analysis of dams two possible approaches exist to predict unacceptable deformation or failure. In the first of these, "limit equilibrium concepts" are used ignoring the deformability characteristics of the material and concentrating on the collapse mechanism. Here, only its strength properties need to be considered, and with a good estimate of these, reasonably accurate predictions of complete collapse can be found.

In the second approach, appropriate "constitutive" relations for material are first established and complete solution for deformations is obtained under all loads by an approximate solution of the "field" equation. Such solutions are only feasible by an application of a numerical discretization process (such as that provided by the finite element method) and the use of powerful computers. The guidelines and principles of such computations are already considered in the earlier report (ref. 8.4). Such approaches provide a more realistic and accurate estimate of *static* behaviour right up to the point of collapse than are possible with the first "limit equilibrium" approach (although at higher design costs).

In the *dynamic* problem the two alternative approaches do not exist. The reasons for this are that:

- 1) The loading is itself dependent on the deformations and cannot be "a priori" predicted.
- 2) The material strength is often dependent on the rate of straining and on its deformation history, and finally.
- 3) The duration of loading is often so short that even if "failure" occurs the total deformation suffered by the dam may be insignificant.

In earthquake analysis, therefore, we cannot avail ourselves of "limit equilibrium" methods to predict the extent of damage. In the same vein, linear analysis using idealized material properties is not in general applicable. However, the combination of both methods is acceptable to establish "safe designs" if used properly.

If, for instance, we find that:

- a) all dynamic stresses can be safely contained within the elastic limit, or
- b) no collapse mode can be found with maximum estimated motion and with "dynamic strength properties",

then designs can be considered safe. While such approaches, particularly in the second case, are very approximate, necessitating "a priori" estimate of motion and its history, they can also provide some information about limited damage possibilities if used in a manner suggested by Newmark (ref. 8.5). For this reason, the new report will discuss fully linear analysis processes and in particular "modal decomposition" processes in order to obtain quasi-static analysis "forces". Such analysis will indeed allow a better understanding of the nature of earthquake actions and what modes of failure are possible (or impossible). However, for important structures and for extreme intensity earthquakes, a full non-linear dynamic analysis is recommended.

Before any analysis can be attempted, it is necessary to:

- 1) Establish the general behaviour pattern and governing differential equations of the problem.
- 2) Derive the appropriate numerical discretization processes and their possible computer solution, and
- 3) Model suitably the material behaviour.

All materials used for dam construction, be they soil, rockfill, virgin rock or concrete, are essentially porous (or traversed by water conducting fissures) and their behaviour has to be considered as "two phase". As the principles of such two phase behaviour are common to all dams, these are described at the outset of the report.

La même identité s'applique aux méthodes de discrétisation et de résolution numérique. Cependant dans une étude détaillée il faut traiter séparément les barrages en béton et en remblai à cause des différences dans la nature de leur comportement et de leur réponse.

8.9. COMMENTAIRE FINAL SUR LES CALCULS DE DIMENSIONNEMENT

Actuellement, la connaissance des phénomènes physiques et des propriétés des matériaux et la capacité des ordinateurs électroniques ont fait de tels progrès qu'on peut déterminer et prévoir le comportement des barrages et les dégâts éventuels. Néanmoins, une grande partie des inconnues, pour les barrages en béton ou en remblai, provient du comportement des matériaux, et des recherches supplémentaires sont nécessaires afin d'améliorer la connaissance des propriétés et du comportement des matériaux et de formuler des modèles mathématiques sans lesquels le calcul est impossible.

The same communality applies to the discretization and numerical solution procedures. However, in detailed study, it is necessary to deal separately with concrete and earth dam situations because of the difference in quality of behaviour and response.

8.9. CONCLUDING COMMENTS CONCERNING DESIGN COMPUTATIONS

At the present state of the art, the understanding of physical phenomena and materials' properties and the power of computation available are such that adequate predictions of dam behaviour and damage (if any) can be assessed. Nevertheless, a large area of uncertainty concerns the material behaviour patterns for both concrete and earth dams. More research is required to enable a careful description of material behaviour by mathematical models, without which computation is impossible.

REFERENCES

- [1.1] TOSIC M.B. — Seismic risk studies for large dam projects in Northern Iraq. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [1.2] TRIFUNAC M.D. and BRADY A.G. — On the correlation of seismic induced intensity scales with peaks of recorded strong ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 165 No. 1, pp. 139-162.
- [1.3] RIES E.R., VAIDYA N.R. and MICHALOPOULOS A.P. — Design earthquake recurrence analysis. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [1.3] Aseismic Design Code. Japan Ministry of Construction. Dept. of Public Works, 1977.
- [1.5] MORI K., ISHIHARA K., TABEYA K. and KANAZASHI K. — Seismic stability analysis of Kokubo Dam. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [1.6] CHAPLOW R. — The definition of seismic risk at dam sites. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [1.7] CALCIATI F., CASTOLDI A., CIACCI R. and FANELLI M.A. — Experience gained in in-situ artificial and natural dynamic excitation of large concrete dams in Italy. Analytic interpretation of results. *Thirteenth Congress on Large Dams*, New Delhi, India. Oct. 1979. Vol. II, pp. 1377-1402.
- [1.8] PASKALOV T.A., PETROSKI J.T. and JURUKOVSKI D.V. — Full-scale forced vibration studies and mathematical model formulation of arch concrete dams. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [1.9] SEVERN R.T., JEARY A.P. and ELLIS B.R. — Forced vibration tests and theoretical studies on dams. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 2, 1980, 69, Sept. pp. 605-634.
- [1.10] SEED H.B. — Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams (1979). *Geotechnique* 29 No. 3, pp. 215-263.
- [1.11] LARRAIN F., NOGUERA. — Seismic behaviour of some Chilean earth dams. *Thirteenth Congress on Large Dams*, New Delhi, India. Oct. 1979, Vol. II, pp. 1225-1238.
- [1.12] ROMO M.P. and RESENDIZ D. — Computed and observed deformation of two embankment dams under seismic loading. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [1.13] Composite Vulnerability Analysis. A methodology and case study of the Metro Manila Area. *Office of the United Nations Disaster Relief Co-Ordinator*, Geneva, Switzerland, 1977.
- [1.14] International Symposium on Earthquake Prediction. *Unesco Headquarters*, Paris, 2-6 April 1979.
- [1.15] The Behaviour of Kolnbrein Arch Dam under Dynamic Load Action. *Proc. 13th Congress on Large Dams*, New Delhi, India, Oct. 1979, Vol. V, pp. 617-621.
- [1.16] RESÉNDIZ D., ROMO M.P., MORENO E. — El Infiernillo and La Villita Dams: Seismic Behaviour. *Proc. ASCE 16791, J. Geotechnical Eng. Div.*, Vol. 108, No. GT1, Jan. 1982, pp. 109-131.
- [2.1] GUHA S.K., PADALE J.G. and GOSAVI P.D. — Probable risk estimation due to reservoir induced seismicity. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [2.2] WITHERS R.J. and NYLAND E. — Computer model studies of precursors to seismic failure near artificial reservoirs with time varying loads. *Int. Symp. on Earthquake Prediction*, UNESCO, April 1979.

- [2.3] SKIPP B.O. and HIGGINS. — The potential for induced seismicity-geological approaches. *I.C.E.* 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [2.4] GEVIN P. — La séismicité induite par les lacs réservoirs dans son contexte géologique dynamiquement considéré. *Revue Française de Géotechnique*, n° 7.
- [2.5] HAIMSON B.C. — Near surface and deep hydrofracturing stress measurements in the Waterloo quartzite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci and Geomech.*, Vol. 17, pp. 81-88. Pergamon Press Ltd., 1980, G.B.
- [2.6] French Committee on Large Dams. Seismicity of Large Reservoirs. *Proc. 13th Int. Congress on Large Dams*. New Delhi, Nov. 1979, Q51, R30, Vol. II, pp. 1347-1362.
- [4.1] Earthquake loads for hydraulic structures. *Thirteenth Congress on Large Dams*. New Delhi, India. Oct. 1979, Vol. II, pp. 1295-1312.
- [4.2] CHOPRA A.K. and CORNS C.F. — Dynamic method for earthquake resistant design and safety evaluation of concrete gravity dams. *Thirteenth Congress on Large Dams*. New Delhi, India. Oct. 1979, Vol. II, pp. 871-892.
- [4.3] ALTINISIK D. and SEVERN R.T. — Natural frequencies and response characteristics of gravity dams. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dam to Resist Earthquake.
- [4.4] SARMA S.K. — A simplified method for the earthquake resistant design of earth dams. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [4.5] SEVERN R.T., JEARY A.P., ELLIS B.R. and DUNGAR R. — Prototype dynamic studies on a rockfill dam and on a buttress dam. *Thirteenth Congress on Large Dams*. New Delhi, India. Vol. II, pp. 1075-1096.
- [4.6] LANE R.G.T. — The failure of earth embankments by cracking during earthquake. *Proc. Instn. Civ. Engrs.* Part 2, 1980 69 June, pp. 521-527.
- [4.7] DUNGAR R. — Aseismic design considerations for a large arch dam. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [4.8] ZIENKIEWICZ O.C., BICANIC N. and FEJZO R. — Substitute short duration earthquake accelerograms for non-linear analysis. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [4.9] LONG R.E. — Optimum seismic input in the design of large structures. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [5.1] ATRAKHOVA T.S., et al. — A Study on Dynamics of Earth Dams during Earthquakes. *Proc. 5 W.C.E.E.*, Vol. 1, pp. 390-398, Rome, 1974.
- [5.2] YANAGISAWA E., FUKUI T. — Performance of the Tarumizu Rockfill Dam during Strong Earthquake. *Proc. 7 W.C.E.E.*, Vol. 8, pp. 133-140, Istanbul, 1980.
- [5.3] PAES DE BARROS F., MULLER M., MEYER L.F., SHAYANI S. — Monitoring System for Seismic Activity before and after Filling Binational Itaipu Reservoir. *Trans. 13 ICOLD*, Vol. 2, pp. 855-870, New Delhi, 1979.
- [5.4] WIDMANN R. — The Dynamic Behaviour of Arch Dams. Investigations by Means of Calculations and Measurements. *Trans. 13 ICOLD*, Vol. 2, pp. 927-944, New Delhi, 1979.
- [5.5] OHMACHI T., HIGURASHI T. — On the Dynamic Behaviour of Kassa Dam constructed on a Volcanic Mud Flow Deposit. *Trans. 13 ICOLD*, Vol. 2, pp. 945-962, New Delhi, 1979.
- [5.6] NOURESCU A., MOLDOVEANU T., MERKLER G., TUDORACHE G. — Seismic Monitoring of Some Dams in Romania. *Trans. 13 ICOLD*, Vol. 2, pp. 1013-1032, New Delhi, 1979.
- [5.7] HALVERSON H.T. — A Technical Review of Recent Strong Motion Accelerographs. *Proc. 5 W.C.E.E.*, Vol. 1, pp. 1046-1055, Rome, 1974.

- [5.8] WILLMORE P.L. — Recording Earthquakes in “Instrumentation for Ground Vibration and Earthquakes”, Proc. Conf. The Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics, pp. 1-10. *I.C.E.*, Keele 1977.
- [5.9] HUDSON D.E. — Ground Motion Measurements in “Earthquake Engineering”. Ed. by R.L. Wiegel. Pub. by Prentice-Hall, Inc., New Jersey, U.S.A. 1970.
- [5.10] RIHN W.J. — Magnetic Tape Recording and Processing of Strong-Motion Data. *Proc. 5 W.C.E.E.*, Vol. 1, pp. 1069-1072, Rome, 1974.
- [5.11] RICHART, Jr. F.E., HALL, Jr. J.R., Woods R.D. — Vibrations of Soils and Foundations —Chapter 9— Instrumentation for Laboratory and Fields Measurements, Pub. by Prentice-Hall, Inc., New Jersey, U.S.A. 1970.
- [5.12] EARTH MANUAL, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, U.S.A., 1974 (2nd Edition).
- [6.1] USCOLD/ASCE. — Lessons from dam incidents, U.S.A.
- [7.1] BOLOGNESI A.J.L. — Peculiarities of the seismic-resistant analysis of earth dams with pervious gravelly shells. *I.C.E.* 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [7.2] TOKI S. and KITAGO S. (1974). — Strength characteristics of dry sand subjected to repeated loading. *Soils and Found.*, v. 14, n. 3.
- [7.3] CASTRO G. (1975). — Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *J. GED. Proc. ASCE*, v. 101, n. GT6.
- [7.4] DE ALBA P., SEED H.B. and CHAN C.K. (1976). — Sand liquefaction in large scale simple shear tests. *J. GED. Proc. ASCE*, v. 102, n. GT9.
- [7.5] WONG R.T., SEED H.B. and CHAN C.K. (1975). — Cyclic loading liquefaction of gravelly soils. *Proc. ASCE., J. GTD.*, v. 101, n. GT6.
- [7.6] SEED H.B. (1976). — Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquake. *ASCE National Convention*, Philadelphia.
- [7.7] CASTRO G. and POULOS S.J. (1976). — Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. Liquefaction problems in geotechnical engineering. *ASCE Nat. Conv.*, Philadelphia.
- [7.8] WOODS R.D. (1978). — Measurement of dynamic soil properties. *proc. ASCE GED, Spec. Conf. on EESD*. Pasadena.
- [7.9] ZIENKIEWICZ O.C., LEUNG K.H., HINTON E. and CHANG C.T. — Earth dam analysis for earthquakes; numerical solution and constitutive relations for non linear (damage) analysis. *I.C.E.* 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [7.10] ABRAMS D.A. — Effect of rate of application of load on compressive strength of concrete. *Proc. ASTM*. Vol. 17, Part II, 1917.
- [7.11] LINDRALL, RICHTER and Associates. — Final report for investigation and re-analysis of the Big Tujunga Dam. Vol. II. Los Angeles County Flood Central District, Dams Investigation Group. Oct. 1975.
- [7.12] DOUGILL J.W. — The response of concrete to short term loading. *I.C.E.* 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [7.13] ZIENKIEWICZ O.C., BICANIC N., HINTON E. and FEJZO P. — Computational models for the transient dynamic analysis of concrete dams. *I.C.E.* 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [7.14] OBERTI G. and CASTOLDI A. — The use of models in assessing the behaviour of concrete dams. *I.C.E.* 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [7.15] KIRILLOV A.P. — Paper submitted to ICOLD Committee on Seismic Aspects of Dam Design, May 1981.
- [8.1] DREHER K.J. — Seismic analysis and Design consideration for concrete dams. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.

- [8.2] SHERARD J.L. — Earthquake considerations in earth dam design. *Jour. ASCE*, SM4, July 1967, Vol. 93.
- [8.3] HUTCHINSON G.L. and TSICNIAS T.G. — Theoretical assessment of the behaviour of arch dams for seismic loading. *I.C.E.* Oct. 1980. Design of Dams to Resist Earthquake.
- [8.4] Finite element methods in analysis and design of dams. *1978 ICOLD Bulletin* 30.
- [8.5] NEWMARK N.M. — Effects of earthquake on dams and embankments. 1965. *Geotechnique*, v. 12, n. 2.
- [8.6] POST G. and FLORENTIN P. — Paraseismic design of embankment dams. *J. Travaux*, Mar. 1981, pp. 27-44.

Imprimerie Marcel Bon
70001 Vesoul
Dépôt légal n° 3412
Novembre 1988
ISSN n° 0534-8293

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne  *Computerized Archives on line*

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004*



**International Commission on Large Dams
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**
<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>