

SEISMIC DESIGN AND EVALUATION OF STRUCTURES APPURTENANT TO DAMS

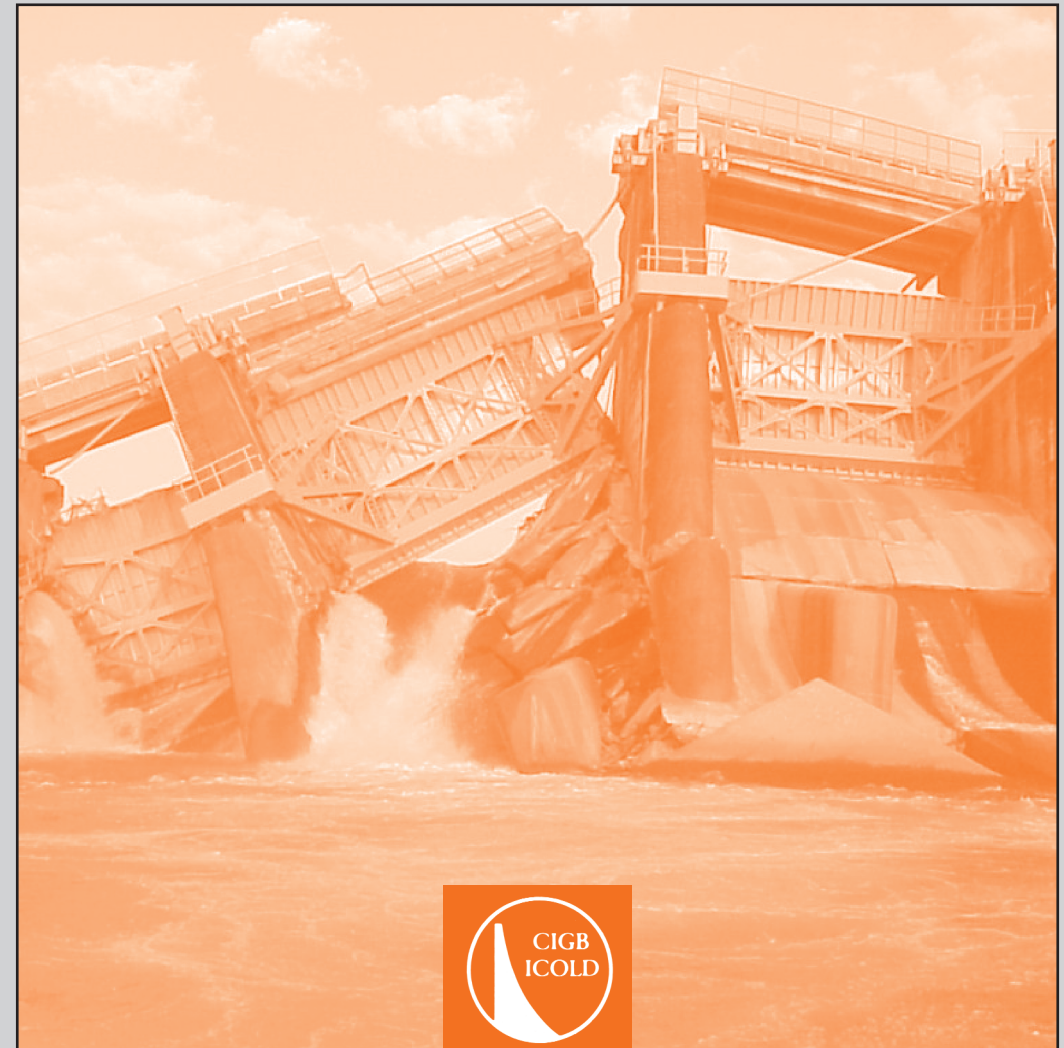
Guidelines

CONCEPTION ET ÉVALUATION SISMQUES DES OUVRAGES ANNEXES DES BARRAGES

Recommandations

Bulletin 123

SEISMIC DESIGN AND EVALUATION OF STRUCTURES APPURTENANT TO DAMS
CONCEPTION ET ÉVALUATION SISMQUES DES OUVRAGES ANNEXES DES BARRAGES



INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES
151, boulevard Haussmann - 75008 Paris - France
Téléphone : (33) 01 53 75 16 52 - Fax : (33) 01 40 42 60 71
<http://www.icold-cigb.org/>

123



2002

Cover photograph (from Dr. R. Charlwood).
Damage to Shih-Kang dam caused by faulting during the September 21, 1999
Chi-Chi earthquake in Taiwan (M 7.6)

*Photo de couverture (d'après Dr. R. Charlwood).
Dégâts causés au barrage Shih-Kang par un mouvement de faille
au cours du séisme Chi-Chi du 21 septembre 1999, à Taiwan (M 7,6)*

AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ :

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.

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.

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.

Original text in English
French translation by Y. Le May

*Texte original en anglais
Traduction en français par Y. Le May*

SEISMIC DESIGN AND EVALUATION OF STRUCTURES APPURTENANT TO DAMS

Guidelines

CONCEPTION ET ÉVALUATION SISMQUES DES OUVRAGES ANNEXES DES BARRAGES

Recommandations

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33-1) 53 75 16 52 - Fax : (33-1) 40 42 60 71
E-mail : secretaire.general@icold-cigb.org - Site : www.icold-cigb.org.

COMMITTEE ON SEISMIC ASPECTS OF DAM DESIGN
COMITÉ DES ASPECTS SISMQUES DES PROJETS DE BARRAGES

(1997-1999)

Chairman/Président

Yugoslavia/Yougoslavie A. BOZOVIC

Members/Membres

Algeria/Algérie K. BENSEGHIER

Argentina/Argentine J. CARMONA

Australia/Australie R. FELL

Chile/Chili G. NOGUERA

China/Chine H. SHEN

Costa Rica/Costa Rica L. LLACH

Egypt/Égypte A. M. SHALABY

For. Yug. Rep. of Macedonia/
Ex-Rép. Youg. de Macédoine V. MIHAILOV

France/France J. J. FRY

Iran/Iran A. MAHDAVIAN

Italy/Italie A. CASTOLDI

Japan/Japon C. TAMURA

Korea/Corée Y. W. CHUN (1)
Y. S. CHOI (2)

Mexico/Mexique M. ROMO

Norway/Norvège K. HÖEG

Pakistan/Pakistan A. AGHA

Portugal/Portugal A. J. C. MINEIRO

Russia/Russie A. N. MARCHUK

Switzerland/Suisse M. WIELAND

United Kingdom/Royaume-Uni R. T. SEVERN (1)
J. HINKS (2)

U S A /États-Unis J. L. EHASZ

(1) Member until 1998/Membre jusqu'en 1998

(2) Member since 1998/Membre depuis 1998

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION

2. ÉVACUATEURS DE CRUE

3. CONDUITS D’EAU
ET VANNES

4. TOURS DE PRISE D’EAU/
RESTITUTION

5. ÉCLUSES DE NAVIGATION ET
AUTRES OUVRAGES
ANNEXES

6. PONTS

7. RÉFÉRENCES

ANNEXE

CONTENTS

FOREWORD

1. INTRODUCTION

2. SPILLWAYS

3. WATER CONDUITS, GATES
AND VALVES

4. INTAKE/OUTLET TOWERS

5. NAVIGATION LOCKS AND
OTHER APPURTENANT
STRUCTURES

6. BRIDGES

7. REFERENCES

APPENDIX

TABLE DES MATIÈRES

| | |
|--|----|
| AVANT-PROPOS | 12 |
| 1. INTRODUCTION | 14 |
| 1.1 Objet du présent Bulletin | 14 |
| 1.2 Considérations principales : conditions critiques de l'ouvrage | 14 |
| 1.2.1 Choix des séismes de projet | 16 |
| 1.2.2 Choix de la méthode de calcul | 18 |
| 1.2.2.1 Calcul pseudo-statique | 20 |
| 1.2.2.2 Calcul dynamique | 20 |
| 1.3 Détermination des paramètres de calcul | 22 |
| 1.3.1 Données sismiques | 22 |
| 1.3.2 Propriétés des matériaux de l'ouvrage et de la roche de fondation | 24 |
| 1.3.3 Amortissement | 24 |
| 1.3.4 Charges hydrodynamiques | 26 |
| 1.3.5 Charges dynamiques du sol | 26 |
| 1.3.6 Combinaisons de charges, méthodes de projet et déplacements/contraintes admissibles | 26 |
| 1.3.6.1 Combinaisons de charges | 26 |
| 1.3.6.2 Méthodes de projet | 28 |
| 1.3.6.3. Déplacements/contraintes admissibles | 28 |
| 1.4 Domaines couverts par les recommandations | 30 |
| 1.5 Champ d'applications | 30 |
| 2. ÉVACUATEURS DE CRUE | 34 |
| 2.1 Considérations générales | 34 |
| 2.2 Calcul sismique | 34 |
| 2.2.1 Choix du séisme de projet | 34 |
| 2.2.2 Amortissement | 34 |
| 2.2.3 Combinaison de charges | 34 |
| 2.2.4 Coefficients de sécurité | 34 |
| 2.2.4.1 Problèmes d'ordre structural | 34 |
| 2.2.4.2 Stabilité | 36 |
| 2.2.5 Méthodes de calcul des éléments constituant l'ouvrage | 36 |

TABLE OF CONTENTS

| | |
|--|----|
| FOREWORD | 13 |
| 1. INTRODUCTION | 15 |
| 1.1 Purpose | 15 |
| 1.2 Primary considerations : criticality of the structure | 15 |
| 1.2.1 Selection of seismic design events | 17 |
| 1.2.2 Selection of method of analysis | 19 |
| 1.2.2.1 Pseudo-static analysis | 21 |
| 1.2.2.2 Dynamic analysis | 21 |
| 1.3 Determining input parameters | 23 |
| 1.3.1 Earthquake input | 23 |
| 1.3.2 Structural material/foundation rock properties | 25 |
| 1.3.3 Damping | 25 |
| 1.3.4 Hydrodynamic loads | 27 |
| 1.3.5 Dynamic earth loads | 27 |
| 1.3.6 Load combinations, design methods & allowable stresses/displacements | 27 |
| 1.3.6.1 Load combinations | 27 |
| 1.3.6.2 Design methods | 29 |
| 1.3.6.3 Allowable stresses/displacements | 29 |
| 1.4 Organisation of guidelines | 31 |
| 1.5 Field of applications | 31 |
| 2. SPILLWAYS | 35 |
| 2.1 General background | 35 |
| 2.2 Seismic analysis | 35 |
| 2.2.1 Selection of seismic design event | 35 |
| 2.2.2 Damping | 35 |
| 2.2.3 Loading combination | 35 |
| 2.2.4 Safety factors | 35 |
| 2.2.4.1 Structural concerns | 35 |
| 2.2.4.2 Stability | 37 |
| 2.2.5 Analysis methods of component structures | 37 |

| | |
|---|----|
| 2.2.6 Vannes d'évacuateur de crue, hausses de déversoir et matériel de commande | 38 |
| 2.3 Considérations pratiques | 40 |
| 2.3.1 Ouvrages de crête d'évacuateurs de crue | 40 |
| 2.3.2 Ponts sur des évacuateurs de crue | 42 |
| 2.3.3 Évacuateurs de crue en labyrinthe | 44 |
| 2.3.4 Murs du coursier et du bassin d'amortissement | 44 |
| 2.3.5 Vannes de l'évacuateur de crue | 48 |
| 2.3.6 Matériel d'exploitation | 48 |
| 3. CONDUITS D'EAU ET VANNES | 50 |
| 3.1 Généralités | 50 |
| 3.2 Calcul sismique | 52 |
| 3.2.1 Pression hydrodynamique transitoire | 52 |
| 3.2.2 Tuyaux et conduites forcées | 54 |
| 3.3 Considérations relatives à la conception | 54 |
| 3.3.1 Tuyaux et conduites forcées | 54 |
| 3.3.2 Galeries | 56 |
| 3.3.3 Vannes | 58 |
| 3.3.3.1 Vannes de contrôle des ouvrages de tête et des prises d'eau | 58 |
| 3.3.3.2 Contrôle des galeries et des conduites forcées sous forte pression | 58 |
| 3.3.3.3 Vannes des ouvrages d'évacuation aval | 60 |
| 4. TOURS DE PRISE D'EAU/RESTITUTION | 62 |
| 4.1 Généralités | 62 |
| 4.2 Calcul sismique | 64 |
| 4.2.1 Tours quasi rigides ou non critiques | 64 |
| 4.2.2 Tours flexibles ou critiques | 68 |
| 4.3 Considérations relatives à la conception | 76 |
| 4.3.1 Tours de prise/restitution | 76 |
| 5. ÉCLUSES DE NAVIGATION ET AUTRES OUVRAGES | |
| ANNEXES | 82 |
| 5.1 Généralités | 82 |
| 5.2 Calcul sismique | 82 |
| 5.2.1 Généralités | 82 |
| 5.2.2 Détermination des forces dynamiques | 86 |

| | | |
|---------|--|----|
| 2.2.6 | Spillway gates, flashboards and operating equipment | 39 |
| 2.3 | Practical considerations | 41 |
| 2.3.1 | Spillway crest structures | 41 |
| 2.3.2 | Spillway bridges | 43 |
| 2.3.3 | Labyrinth spillways | 45 |
| 2.3.4 | Chute and stilling basin walls | 45 |
| 2.3.5 | Spillway gates | 49 |
| 2.3.6 | Operating equipment | 49 |
| 3. | WATER CONDUITS, GATES AND VALVES | 51 |
| 3.1 | General | 51 |
| 3.2 | Seismic analysis | 53 |
| 3.2.1 | Transient hydrodynamic pressure | 53 |
| 3.2.2 | Pipelines and penstocks | 55 |
| 3.3 | Design considerations | 55 |
| 3.3.1 | Pipelines and penstocks | 55 |
| 3.3.2 | Tunnels | 57 |
| 3.3.3 | Gates and valves | 59 |
| 3.3.3.1 | Headworks and intake control gates | 59 |
| 3.3.3.2 | High pressure penstock and tunnel control | 59 |
| 3.3.3.3 | Outlet release gates and valves | 61 |
| 4. | INTAKE/OUTLET TOWERS | 63 |
| 4.1 | General | 63 |
| 4.2 | Seismic analysis | 65 |
| 4.2.1 | Quasi-rigid or non-critical towers | 65 |
| 4.2.2 | Flexible or critical towers | 69 |
| 4.3 | Design considerations | 77 |
| 4.3.1 | Intake/outlet towers | 77 |
| 5. | NAVIGATION LOCKS AND OTHER APPURTENANT STRUCTURES | 83 |
| 5.1 | General | 83 |
| 5.2 | Seismic analysis | 83 |
| 5.2.1 | General | 83 |
| 5.2.2 | Determination of dynamic forces | 87 |

| | |
|---|----|
| 5.2.3 Calcul et conception sismiques des murs de sas d'écluse | 86 |
| 5.2.4 Conception sismique des vannes d'écluse et des murs d'approche | 88 |
| 5.2.5 Qualification sismique du matériel d'équipement | 90 |
| 6. PONTS | 92 |
| 6.1 Ponts au-dessus d'évacuateurs de crue | 92 |
| 6.2 Ponts au-dessus d'écluses | 92 |
| 7. RÉFÉRENCES | 94 |
| ANNEXE | 96 |
| A) Glossaire des symboles | 96 |
| B) Tableau : Réservoir rectangulaire | 99 |

| | | |
|-------|---|----|
| 5.2.3 | Seismic analysis and design of chamber walls | 87 |
| 5.2.4 | Seismic design of lock gates and approach walls | 89 |
| 5.2.5 | Seismic qualification of equipment | 91 |
| 6. | BRIDGES | 93 |
| 6.1 | Bridges over spillways | 93 |
| 6.2 | Bridges over locks | 93 |
| 7. | REFERENCES | 94 |
| | APPENDIX | 97 |
| A) | Symbol glossary | 97 |
| B) | Table : rectangular tank | 99 |

LISTE DES FIGURES

- Fig. 1 Principes d'interaction sismique sol-ouvrage
- Fig. 2 Profil en travers de l'entonnement en forme de tulipe
- Fig. 3 Profil en travers de l'ouvrage de crête d'un évacuateur vanné
- Fig. 4 Coursier d'évacuateur de crue
- Fig. 5 Modèle d'éléments finis du déversoir en labyrinthe (bec de canard)
- Fig. 6 Coupes du bassin d'amortissement
- Fig. 7 Relations entre le niveau des dégâts et les paramètres du mouvement du sol
- Fig. 8 Modèle de tour et de fondation
- Fig. 9 Modèle tour-barrage
- Fig. 10 Analyse approchée de l'interaction sol-ouvrage (ISO) en 3D
- Fig. 11 Modèle 3D d'une tour et d'un pont
- Fig. 12 Modèle dynamique d'un réservoir de fluide reposant sur le sol

LIST OF FIGURES

- Fig. 1 Soil–structure seismic interaction principles
- Fig. 2 Profile view of morning glory inlet structure
- Fig. 3 Profile view of gated spillway crest structure
- Fig. 4 Spillway chute structure
- Fig. 5 Finite element model of labyrinth spillway
- Fig. 6 Profile views of stilling basin
- Fig. 7 Relationships between damage level and ground motion parameters
- Fig. 8 Tower and foundation model
- Fig. 9 Tower – dam model
- Fig. 10 Approximate 3D SSI analysis
- Fig. 11 3D model of tower and bridge
- Fig. 12 Dynamic model for fluid container supported on the ground

AVANT-PROPOS

Il n'y a pas de barrage créé par l'homme dont le bon fonctionnement et la sécurité ne dépendent pas du comportement fiable d'au moins un ouvrage annexe (évacuateur de crue) et, en règle générale, du comportement fiable d'un certain nombre d'organes annexes (par exemple, vannes, ouvrages de vidange, prises d'eau, conduits et matériel d'équipement associé).

Si la sécurité d'un barrage dépend, de façon cruciale, du fonctionnement d'un ouvrage associé, cet ouvrage doit être conçu pour résister au Séisme Maximal de Dimensionnement choisi pour le barrage. Cette observation traduit la philosophie de conception à appliquer aux ouvrages et matériel d'équipement associés aux barrages.

Le sujet de la conception des ouvrages annexes des barrages exposés à des risques sismiques fut donc examiné par le Comité des Aspects Sismiques des Projets de Barrages pendant un certain nombre d'années. Le but était la publication d'un Bulletin présentant des recommandations relatives à la conception et à l'évaluation du comportement des ouvrages annexes des barrages exposés à des secousses sismiques.

Le coordinateur pour la préparation du présent Bulletin fut J.J. Fry. Le document « Conception et Évaluation Sismiques des Ouvrages Annexes des Barrages – Recommandations » établi par le Comité USCOLD, ainsi que d'intéressantes contributions reçues de R.W. Kramer, J.L. Ehasz, G. Bureau, M. Aslam et M. Poupert, ont constitué la base principale du projet de rapport. Ce projet fut examiné au sein du Comité Technique et adressé pour avis aux Comités Nationaux de la CIGB. D'utiles commentaires furent reçus d'un certain nombre de Comités Nationaux, ainsi que de C. Tamura et D. Babbitt.

Le Rapport fut approuvé par la 67^e Réunion Exécutive (Antalya, 1999).

Le Bulletin expose les divers aspects pris en compte et les procédures appliquées dans les calculs sismiques des ouvrages annexes des barrages, à la fin du 20^e siècle. Il présente des recommandations relatives à la conception des ouvrages annexes des barrages exposés à des risques sismiques.

A. Bozovic
Président du Comité des Aspects Sismiques
des Projets de Barrages

FOREWORD

There is no dam created by human activity whose functionality and safety does not depend on reliable performance of at least one appurtenant structure (spillway) and as a rule on such performance of a number of appurtenances (e.g. gates and valves, outlets, intakes, water conduits and associated control equipment).

If the safety of a dam is critically dependent on operability of an associated structure, then this structure should be designed to resist the Maximum Design Earthquake selected for the dam. This statement reflects the design philosophy to be applied when considering the structures and equipment appurtenant to dams.

Therefore, the subject of design of dam appurtenances exposed to earthquake influence was considered within the ICOLD Committee on Seismic Aspects of Dam Design, for a number of years. The objective was to publish, as a Bulletin of ICOLD, the Guidelines for design and evaluation of structures appurtenant to dams, exposed to seismic shaking.

The coordinator for preparation of this Bulletin was J.J. Fry. The principal contribution was made by USCOLD with the Report “ Guidelines for Earthquake Design and Evaluation of Structures Appurtenant to Dams ”. Principal contributors were R.W. Kramer, J.L. Ehasz, G. Bureau, M. Aslam and M. Poupart. The draft assembled on this basis by J.J. Fry was commented within the ICOLD Committee and then circulated among all National Committees of ICOLD. A number of useful comments were received from this source. C. Tamura and D. Babbitt also contributed helpful comments.

The draft was accepted for publication by the 67th Executive Meeting in Antalya, 1999.

This Bulletin displays standpoints and procedures applied in seismic analyses of structures appurtenant to dams, by the end of XX century. It should be used as Guidelines while designing structures appurtenant to dams exposed to seismic hazard.

A. Bozovic
Chairman, Committee on Seismic Aspects of Dam Design

1. INTRODUCTION

La rupture d'ouvrages annexes de barrages, tels que des évacuateurs de crue, des prises d'eau, des ouvrages de vidange, des conduites forcées, des vannes, des écluses de navigation, peut conduire à une perte de maîtrise de la retenue. Aussi une grande attention doit-elle être portée sur ce problème, des recommandations étant présentées à ce propos dans les chapitres suivants.

1.1. OBJET DU PRÉSENT BULLETIN

L'objet du Bulletin est de présenter des recommandations relatives à la conception et au calcul sismiques, ainsi qu'à l'évaluation de la sécurité sismique d'ouvrages annexes de barrages nouveaux ou anciens.

Le point le plus important à examiner dans la conception parasismique d'un ouvrage annexe est si oui ou non la rupture d'un tel ouvrage peut conduire à une perte de maîtrise de la retenue après le séisme. Les présentes recommandations visent à aider l'ingénieur dans le choix d'une méthode de calcul appropriée, de critères de contraintes admissibles et de données sismiques convenables basées sur l'emplacement et l'importance de l'ouvrage.

Les données sismiques peuvent être constituées par un facteur de charge sismique, un spectre de réponse, ou une évolution d'accélération dans le temps, et le calcul peut être dynamique ou pseudo-statique. Dans certains cas où les conditions de fonctionnement sont critiques ou concernent la sécurité, comme dans le cas de matériel d'équipement électrique et mécanique, une qualification sismique au moyen d'essais peut être nécessaire.

Quelle que soit la méthode de calcul choisie, l'évaluation finale de la sécurité sismique sera basée sur le jugement de l'ingénieur et l'expérience acquise sur des ouvrages identiques, en se rappelant que chaque ouvrage et son environnement immédiat constituent un système unique que l'on ne peut retrouver ailleurs.

1.2. CONSIDÉRATIONS PRINCIPALES : CONDITIONS CRITIQUES DE L'OUVRAGE

Deux points importants sont à considérer pour l'évaluation sismique de tout ouvrage :

(1) Le choix des séismes pour lesquels l'ouvrage doit être projeté : le Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD) et le Séisme de Base d'Exploitation (SBE), définis dans le Bulletin CIGB n° 72 (1989).

(2) Le choix de la méthode de calcul.

1. INTRODUCTION

Failure of structures appurtenant to dams such as spillways, intakes, outlets, penstocks, gates, navigation locks could lead to loss of reservoir control. Therefore serious attention should be given to this problem, on which information is given in the following guidelines.

1.1. PURPOSE

Thus the purpose of this bulletin is to provide guidance for earthquake design, analysis and safety evaluation of existing or new structures appurtenant to dams.

The most important factor in considering the earthquake resistant design of an appurtenant structure is whether or not failure of such a structure could lead to loss of control of the reservoir after the earthquake. These guidelines are intended to help the engineer select an appropriate method of analysis, allowable stress criteria, and an appropriate earthquake input based on the location and importance of the structure.

The earthquake input may be in the form of a seismic load factor, a response spectrum, or an acceleration time-history, and the analysis may be dynamic or pseudo-static. In certain cases where functionality is critical or safety-related, such as for electrical and mechanical equipment, seismic qualification by testing may be required.

Regardless of the method of analysis selected, the final evaluation of seismic safety should be based on engineering judgment and experience with similar structures, keeping in mind that each structure and its immediate environment are unique and may not be duplicated elsewhere.

1.2. PRIMARY CONSIDERATIONS : CRITICALITY OF THE STRUCTURE

There are two primary considerations in the seismic evaluation of any structure :

(1) The selection of the seismic design events : Maximum Design Earthquake (MDE) and Operating Basis Earthquake (OBE), as defined in ICOLD Bulletin 72 (ICOLD, 1989).

(2) The selection of the analysis method.

1.2.1. Choix des séismes de projet

La terminologie suivante sera utilisée dans les présentes recommandations pour désigner les divers niveaux de mouvement sismique sur le site du barrage, pour lesquels un ouvrage sera conçu (CIGB, 1989).

Séisme Maximal Possible (SMP)

- Le Séisme Maximal Possible est le plus grand tremblement de terre raisonnablement concevable, qui paraît possible le long d'une faille reconnue ou dans une région tectonique, géographiquement définie, dans le système tectonique connu actuellement ou présumé. Le SMP est généralement défini comme une limite supérieure de la magnitude prévue ou comme une limite supérieure de l'intensité sismique prévue.

Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD)

- Le Séisme Maximal de Dimensionnement (de projet) produira le niveau maximal de secousses du sol, pour lequel le barrage sera conçu et calculé. Pour les barrages dont la rupture constitue un grand danger social, le SMD sera normalement caractérisé par un niveau de secousses égal à celui prévu au site du barrage sous l'effet du SMP évalué en utilisant une méthode déterministe, ou du séisme déterminé au moyen d'une méthode probabiliste. Pour des barrages situés dans des zones de faible sismicité, le SMD peut ne pas être utilisé, mais une valeur basée sur un risque plus faible peut être estimée. L'exigence minimale sera que le barrage soumis à cette charge sismique conserve sa capacité de stockage.

Lors du choix d'un SMD, les facteurs suivants seront pris en considération :

- Lors de l'évaluation d'un ouvrage existant ou de la construction d'un ouvrage nouveau, les conséquences d'une rupture constituent le facteur principal intervenant dans le choix du SMD. Les conditions critiques d'une rupture ou d'un dysfonctionnement sont déterminées en examinant les impacts potentiels à l'aval. Pour évaluer ces facteurs, un processus de décision peut être nécessaire. Un tel processus peut inclure une analyse de risque. Dans la majorité des cas relatifs à des barrages présentant d'importants risques sociaux, le SMP est adopté.

- Une fois évalués tous les facteurs, le SMD approprié peut être choisi. Le projet devra aboutir à un ouvrage capable de résister, en toute sécurité, au SMD et, si nécessaire, d'être exploité après le séisme.

Séisme de Base d'Exploitation (SBE)

- Le Séisme de Base d'Exploitation représente le niveau maximal de secousses du sol au site du barrage, pour lequel seulement des dégâts mineurs sont acceptables. Le SBE est mieux déterminé en utilisant une méthode probabiliste, par exemple en spécifiant une probabilité de 50 % de ne pas être dépassé en 100 ans. Le barrage, les ouvrages annexes et le matériel d'équipement devront rester en état de fonctionner et les dégâts seront faciles à réparer après la manifestation d'un SBE.

1.2.1. Selection of seismic design events

The following terminology will be used in these guidelines for designating the various levels of earthquake motions at the dam site for which a structure may be designed (ICOLD, 1989).

Maximum Credible Earthquake (MCE)

- The Maximum Credible Earthquake is the largest reasonably conceivable earthquake that appears possible along a recognised fault or within a geographically defined tectonic province, under the presently known or presumed tectonic framework. The MCE is generally defined as an upper bound of expected magnitude or as an upper bound of expected earthquake intensity.

Maximum Design Earthquake (MDE)

- The Maximum Credible Earthquake will produce the maximum level of ground motion for which the dam should be designed or analysed. For dams whose failure would present a great social hazard, the MDE will normally be characterised by a level of motion equal to that expected at the dam site from the occurrence of deterministically evaluated MCE or of the earthquake determined by using probabilistic procedures. For dams in area of low seismicity, MDE may not be used, but lower risk based value can be assessed. It will be required at least that the impounding capacity of the dam be maintained when subjected to that seismic load.

In selecting a Maximum Design Earthquake (MDE), the following factors should be considered :

- Whether evaluating an existing structure or constructing a new one, the failure consequence is the primary factor in selecting the MDE. The criticality of any failure, or misoperation, is determined by examining the potential downstream impacts. To evaluate those factors, a decision process may be required. Such process may include a risk analysis. In most frequent cases involving dams posing a great social hazard, the MCE is used.

- Once all factors are evaluated, the appropriate MDE can be selected. The design should provide a structure able to safely withstand the MDE and, if required, be able to operate after the event.

Operating Basis Earthquake (OBE)

- The Operating Basis Earthquake represents the level of ground motion at the dam site at which only minor damage is acceptable. The OBE is best determined by using probabilistic procedures ; for instance, such as specifying a 50 % of probability of not being exceeded in 100 years. The dam, appurtenant structures and equipment should remain functional and damage easily repairable after the occurrence of an OBE.

Il y aura lieu d'examiner si un élément d'ouvrage doit être opérationnel au cours de lâchures de secours et/ou si la rupture d'un élément d'ouvrage entraînera une lâchure non contrôlable d'eau de la retenue. Par exemple, si un évacuateur de crue se rompt suivant ses divers éléments (par exemple, ouvrage de prise, coursier d'évacuation, ouvrage de sortie), certains éléments peuvent être critiques vis-à-vis du fonctionnement de l'évacuateur de crue, alors que d'autres ne le sont pas.

L'importance des divers éléments d'ouvrage est estimée en les classant en ouvrages critiques ou non-critiques. Les définitions suivantes sont utilisées pour une telle évaluation :

– *Ouvrages critiques* : un ouvrage critique est un ouvrage dont la rupture d'origine sismique se caractérise par la perte de fonction ou des dégâts pouvant conduire à la rupture du barrage principal et/ou à celle d'autres ouvrages annexes importants. La rupture peut entraîner des lâchures non contrôlables d'eau de la retenue, et/ou des risques inacceptables à l'aval. Le projet devra aboutir à un ouvrage capable de résister, en toute sécurité, au SMD, c'est-à-dire à un ouvrage capable de fonctionner et de faire des lâchures pour protéger le barrage contre le risque de rupture.

– *Ouvrages non-critiques* : un ouvrage non-critique ou « ne posant pas de problèmes de sécurité » est un ouvrage dont la rupture ou les dégâts qu'il a subis ne conduisent pas à la rupture du barrage principal ou à des dégâts sur celui-ci, ni n'empêchent pas d'effectuer des lâchures nécessaires à la protection du barrage. Le projet devra aboutir à un ouvrage capable de fonctionner après le SBE.

Une autre considération intervenant dans la détermination de la charge sismique de projet pour un élément d'ouvrage, outre sa nature critique ou non-critique, est l'accès du personnel ainsi que du matériel à l'ouvrage ou aux organes de contrôle pour l'exploitation de l'ouvrage. Les moyens d'accès peuvent comprendre des routes, des sites d'atterrissage pour hélicoptères, des ponts, des escaliers, des ascenseurs. Si l'évacuateur de crue a une crête équipée de vannes, la possibilité d'accéder aux organes de contrôle des vannes et de manœuvrer celles-ci après un séisme peut devenir critique. L'évacuateur de crue peut s'avérer nécessaire, dans l'immédiat, pour participer à la baisse du niveau de retenue si le barrage est endommagé, ou, au cours des semaines ou mois suivant un séisme, pour évacuer les débits de crue. Tous les moyens d'accès seront conçus pour résister à un séisme convenablement choisi.

Un exemple d'ouvrage critique faisant partie d'un évacuateur de crue peut être une crête équipée de vannes segment. La rupture de l'ouvrage de crête peut entraîner une lâchure soudaine et incontrôlable d'eau de la retenue, ou des dégâts suffisamment importants pour mettre hors service les vannes. Cette situation est susceptible de conduire à un déversement sur le barrage et à sa rupture. Il y a lieu d'estimer la probabilité de débits de crue importants survenant avant la réparation de l'ouvrage de crête.

1.2.2. Choix de la méthode de calcul

Deux méthodes de calcul se présentent en général : la méthode pseudo-statique et la méthode dynamique, celles-ci étant examinées ci-après.

Consideration should be given to whether a component structure is required to be operational during emergency releases and/or if failure of a component structure would result in uncontrolled release of the reservoir. For example, if a spillway is broken down into its component structures (i.e., inlet structures, chute, and terminal structures), certain components may be critical to the performance of the spillway, while others are not.

The importance of various component structures is evaluated by separating all components into critical or non-critical structures. The following definitions are used for such an evaluation :

– *Critical structures* : a critical structure is one whose seismic failure is the loss of function or damage which could lead to failure of the main dam and/or other important appurtenant structures. Failure may result in uncontrolled releases of water from the reservoir, and/or generate unacceptable downstream hazard. The design should provide a structure able to safely withstand the MDE, it means a structure able to operate and make releases to protect the dam against failure.

– *Non-critical structures* : a non-critical structure or “ non safety related ” structure is one in which failure or damage would not lead to failure of and/or damage to the main dam, nor would it inhibit the making of required releases to protect the dam. The design should provide a structure able to operate after the OBE.

Another consideration in determining the design seismic loading for a component structure, besides its critical or non-critical nature, is access of both personnel and construction equipment to the structure or to the controls for operating the structure. Access facilities may include roads, helicopter landing sites, bridges, stairways, and elevators. If the spillway has a gated crest structure, the ability to access the gate controls and operate the spillway gates after an earthquake may be critical. The spillway may either be needed immediately to help draw the reservoir down if the dam is structurally damaged, or it may be needed during the weeks or months following an earthquake to pass flood flows. All access facilities should be designed to withstand an appropriately chosen seismic event.

An example of a critical component structure for a spillway could be a radial-gate-controlled crest structure. Failure of the crest structure could result in a sudden uncontrolled release of reservoir or in sufficient damage to prevent the gates from being opened. This situation could lead to overtopping and subsequent breaching of the dam. A judgment would have to be made as to the likelihood of significant flood flows occurring before the crest structure could be repaired.

1.2.2. Selection of method of analysis

There are two general methods of analysis : the pseudo-static method and the dynamic method, both of which are discussed and referenced below in this section.

1.2.2.1. Calcul pseudo-statique

Le calcul pseudo-statique est basé sur la solution statique du système soumis à des forces d'inertie égales au produit de la masse du système par l'accélération maximale instantanée au pied, dans une direction choisie, avec multiplication par le facteur de charge.

Un calcul pseudo-statique peut convenir si la fréquence fondamentale de l'ouvrage est supérieure à 33 Hz car, dans de tels cas, la réponse de type « rigide » de l'ouvrage est pratiquement assurée. L'accélération de pointe du sol peut alors être utilisée pour le calcul. Si la fréquence fondamentale est inférieure à 33 Hz, cette méthode est encore utilisable, à condition que l'accélération spectrale correspondant à la fréquence fondamentale soit adoptée. Si les effets de type multi-modal sont importants, l'accélération spectrale correspondant au premier mode est généralement multipliée par un coefficient de 1,5. Cette approche peut conduire à un projet plus prudent et doit être comparée avec le coût d'un calcul dynamique susceptible de conduire à un ouvrage virtuellement moins coûteux. L'application de la méthode pseudo-statique de calcul est décrite plus en détail dans le document « ASCE standard 4-86 ».

1.2.2.2. Calcul dynamique

La méthode dynamique consiste à résoudre l'équation dynamique du système (les composantes inertie, amortissement et raideur du système équilibrant la perturbation sismique à travers le temps).

Un calcul dynamique sera envisagé si (1) l'ouvrage a une fréquence fondamentale inférieure à 33 Hz, ou (2) le coût de construction de l'ouvrage soutiendra un calcul dynamique « affiné ». Dans ce cas, le projet résultant du calcul pseudo-statique moins coûteux sera comparé avec les économies de coût de construction rendues possibles par l'utilisation d'un processus de projet plus affiné mais plus coûteux.

Deux méthodes peuvent être utilisées dans un calcul dynamique : la méthode du spectre de réponse et la méthode de l'évolution de l'accélération dans le temps.

- *Méthode du spectre de réponse*

Une fois choisi le SMD, un spectre de réponse peut être établi pour ce séisme. Généralement, une méthode sûre consiste à utiliser un seul spectre enveloppe mais, si plusieurs événements doivent être considérés, un spectre de réponse sera établi pour chacun. La période de vibration de l'ouvrage (i.e. période propre) sera calculée et reportée graphiquement sur chaque spectre de réponse afin de déterminer quel est l'événement le plus critique pour l'ouvrage. Dans la méthode du spectre de réponse, les accélérations spectrales sont déduites de la courbe de spectre correspondant à la valeur d'amortissement choisie. Les déplacements et les contraintes peuvent alors être calculés. En ce qui concerne la méthode du spectre de réponse, les aspects suivants sont à considérer :

Seuls sont fournis les déplacements maximaux, calculés comme la racine carrée de la somme de quelques déplacements modaux choisis, élevés au carré (considérés

1.2.2.1. Pseudo-static analysis

Pseudo-static analysis is based on static solution of the system where it is subjected to inertia forces equal to the product of the mass of the system and instantaneous maximum acceleration at the base, acting in selected direction multiplied by the load factor.

A pseudo-static analysis may be adequate if the fundamental frequency of the structure is greater than 33 Hz, because in such cases the rigid response of the structure is practically ensured. In that case, “ peak ground acceleration ” may be used for the analysis. If the fundamental frequency is less than 33 Hz, this method can still be used, provided that the spectral acceleration corresponding to the fundamental frequency is used. If multi-mode effects are important, the spectral acceleration corresponding to the first mode is generally multiplied by a factor of 1.5. This approach may result in a more conservative design and should be weighed against the cost of a dynamic analysis that may result in a potentially less costly structure. The application of the pseudo-static method of analysis is explained more broadly in ASCE standard 4-86.

1.2.2.2. Dynamic analysis

The dynamic method consists in solving the dynamic equation of the system (in which the inertial, damping and rigidity components of the system balance the seismic perturbation throughout the time history).

A dynamic analysis should be considered if (1) the structure has fundamental frequency less than 33 Hz or (2) the structure's cost of construction would support a “ refined ” dynamic analysis. In this case, the design resulting from less costly pseudo-static analysis should be weighed against the construction cost savings made possible through use of the more refined, but costlier design process.

Two methods can be used in a dynamic analysis. These are the response spectrum approach or the acceleration time-history approach.

- *Response spectrum method :*

Once the MDE has been selected, a response spectrum can be developed for that event. Usually one envelope spectrum is the safer method, but if several events need to be considered a response spectrum should be developed for each. The period of vibration of the structure (i.e., natural period) should be computed and plotted on each response spectrum to determine which event is most critical for the structure. In the response spectrum approach, spectral accelerations are used from that spectrum curve which corresponds with the selected value of damping. Displacements and stresses can then be calculated. Considerations associated with the response spectrum method include the following :

Only maximum displacements, computed as square root of the sum of some selected modal displacements squared (considered of significant influence on

comme ayant une influence significative sur la réponse). La même procédure est appliquée pour le calcul des contraintes maximales.

Afin de calculer l'état final de contraintes, les contraintes sismiques maximales, résultant de l'analyse spectrale, sont ajoutées ou soustraites des contraintes statiques initiales. On doit prendre soin d'étudier correctement tout problème causé par des contraintes de traction.

La méthode est limitée au calcul linéaire.

- *Méthode de l'évolution de l'accélération dans le temps*

Dans cette méthode, un ou plusieurs accélérogrammes de projet sont nécessaires. En général, cela peut être obtenu à partir de la magnitude et de la distance de l'épicentre du séisme choisi (Von Thun, Roehm, Scott et Wilson, 1988). Une forme spectrale spécifiée est souvent utilisée pour vérifier si les spectres de réponse de ces accélérogrammes conviennent. L'accélérogramme est un enregistrement d'accélération de base appliquées à l'ouvrage à des pas de temps faibles. Cette méthode permet une modélisation plus précise de la réponse d'un ouvrage aux charges sismiques, comparativement à la méthode du spectre de réponse, et peut être utilisée pour les calculs linéaires ou non-linéaires.

1.3. DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE CALCUL

Pour la conception et le calcul sismiques, ainsi que pour l'évaluation de la sécurité sismique d'un ouvrage annexe important, critique ou non-critique, les paramètres suivants seront nécessaires : données sismiques, sous la forme d'une évolution dans le temps ou d'un spectre de réponse ; propriétés mécaniques ; valeurs d'amortissement ; charges hydrodynamiques, le cas échéant ; charges dynamiques du sol ; combinaisons des charges, méthodes de projet et déplacements/contraintes admissibles.

Des recommandations sur la détermination des paramètres de calcul destinés à la conception parasismique ou à l'évaluation de la sécurité d'un ouvrage annexe sont données ci-après.

1.3.1. Données sismiques

Les données sismiques peuvent être choisies en se référant au Bulletin CIGB n° 72 « Choix des paramètres sismiques pour grands barrages – Recommandations ».

Le mouvement sismique du sol dans le champ libre peut être directement utilisé si l'ouvrage annexe est ancré au rocher de fondation, ou si la structure-support est une base rigide (ayant une fréquence propre de vibration supérieure à 33 Hz). Si le support de l'ouvrage annexe est flexible ou n'est pas fondé sur la roche, trois procédés se présentent :

(1) Associer la colonne simplifiée sol/structure-support dans le modèle analytique unidimensionnel avec l'ouvrage annexe, et appliquer le mouvement sismique agissant à la base du support (niveau de la roche), ou

(2) Considérer un mouvement sismique amplifié au sommet du sol/support ou du barrage, et calculer l'ouvrage annexe sous l'action de ce mouvement amplifié.

response) are provided. The same procedure is applied for computation of maximum stresses.

In order to compute final stress state, the maximum seismic stresses, resulting from spectral analysis are added or subtracted from the initial static stresses. Care must be exercised to assess correctly any potential problems caused by tensile stresses.

The method is limited to linear analysis only.

- *Acceleration time-history method :*

In the time-history approach, one or several design accelerograms are required. Generally, this can be developed from the magnitude and epicentral distance of the chosen seismic event (Von Thun, Roehm, Scott and Wilson, 1988). The response spectra of those accelerograms should often match a specified spectral shape. The accelerogram is a record of base input accelerations applied to the structure at small time increments. This method models the response of a structure to seismic loading more accurately than the response spectrum analysis and can be used for linear or non-linear analyses.

1.3. DETERMINING INPUT PARAMETERS

For the seismic analysis, design, or safety evaluation of an critical or non-critical important appurtenant structure, the following input parameters will be required : earthquake input, in the form of a time-history or response spectrum ; mechanical properties ; damping values to be used ; hydrodynamic loads, if any ; dynamic soil loads ; and load combinations, design methods and allowable stresses/displacements.

Guidelines for the determination of input parameters to complete an earthquake-resistant design or safety evaluation for an appurtenant structure are given as follows :

1.3.1. Earthquake input

The earthquake input may be selected by using ICOLD bulletin 72 “ Guidelines for selecting seismic parameters for dam projects ”.

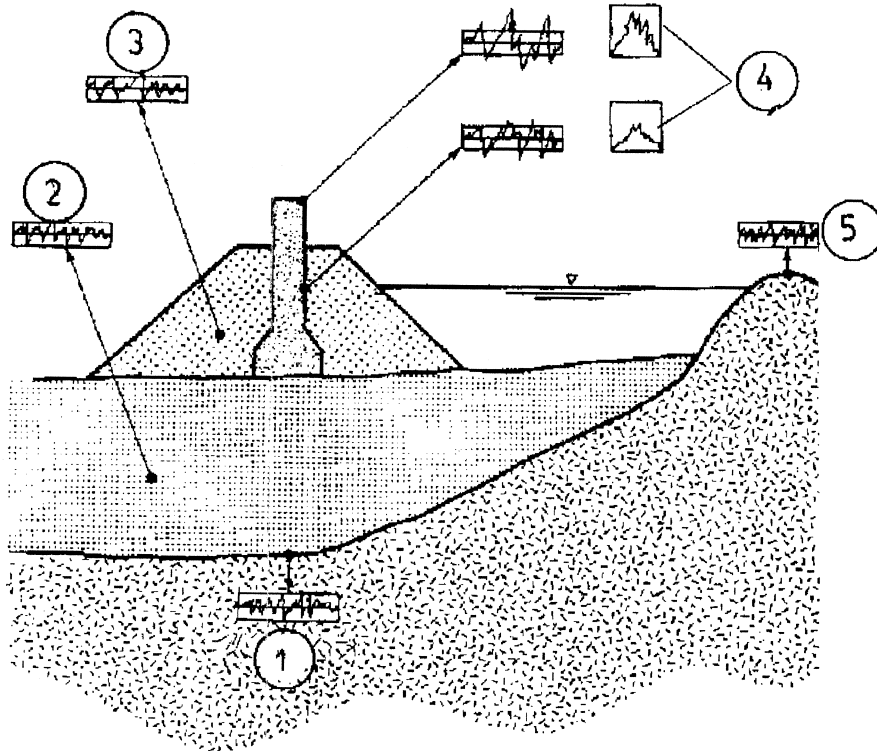
The free-field earthquake ground motion can be used directly if the appurtenant structure is either anchored to bedrock, or if the support structure is in the rigid range (having a natural frequency of vibration above 33 Hz). If the support for the appurtenant structure is flexible or is not founded on the bedrock, there are three ways to proceed, namely :

- (1) Include the simplified support structure/soil column in the 1D analytical model along with the appurtenant structure, and then apply the seismic motion at the base of the support (the level of the rock), or

- (2) Obtain an amplified earthquake motion at the top of the soil/support or the dam and then analyse the appurtenant structure to this amplified motion. This

Cela traduit que le paramètre sismique est transféré du niveau rocheux à la base de la structure ou au niveau du terrain naturel. On suppose que le poids de l'ouvrage annexe est faible comparativement au poids du barrage de façon à ne pas tenir compte de l'interaction entre les deux structures,

(3) Modéliser l'interaction de l'ensemble bidimensionnel sol-structure (l'interaction eau-support et l'amortissement par rayonnement peuvent être introduits, Fig. 1).



1.3.2. Propriétés des matériaux de l'ouvrage et de la roche de fondation

Les propriétés mécaniques telles que le module dynamique d'Young et le module de cisaillement, le coefficient de Poisson, et les résistances limites à la compression, à la traction et au cisaillement seront obtenus à partir des spécifications techniques de projet et des rapports d'essais relatifs à l'ouvrage particulier considéré. Si les informations disponibles sont insuffisantes, des essais complémentaires peuvent être nécessaires. Cela est particulièrement vrai pour les ouvrages anciens pour lesquels on ne connaît pas les propriétés des matériaux.

1.3.3. Amortissement

L'amortissement est un facteur important dans la détermination de la réponse dynamique d'un ouvrage. Il dépend des propriétés des matériaux et de la secousse sismique. L'amortissement représente une résistance qui réduit les vibrations par absorption d'énergie. Il est généralement exprimé sous la forme d'un pourcentage

means that the seismic input is convoluted from base rock level to the base of the structure or ground surface. Assuming that the weight of the appurtenant structure is small compared to the weight of the dam such that the interaction between the two can be discounted.

(3) Modeling the whole 2D soil-structure interaction (water-support interaction and radiation damping might be introduced, Fig. 1).

Fig. 1
Soil-structure seismic interaction principles
Principes d'interaction sismique sol-ouvrage

| | |
|----------------------------|--|
| 1) Base motion | 1) <i>Mouvement de base</i> |
| 2) Foundation response | 2) <i>Réponse de la fondation</i> |
| 3) Embankment response | 3) <i>Réponse du remblai</i> |
| 4) Structural response | 4) <i>Réponse de l'ouvrage</i> |
| 5) Seismic design criteria | 5) <i>Critères de l'étude sismique</i> |

1.3.2. Structural material/foundation rock properties

Structural properties such as dynamic Young's Modulus and shear modulus of elasticity, Poisson's ratio, and ultimate compressive, tensile, and shear strengths should be obtained from the design specifications and test documents for the particular structure under consideration. If there is insufficient information available, new testing may be required. This may be particularly true for older structures for which material properties may not be available.

1.3.3. Damping

Damping is an important factor in determining the dynamic response of a structure. It is a function of the material properties and of earthquake motion shaking. Damping represents resistance which reduces vibrations by energy absorption. It is generally expressed as a percentage of critical damping, which

d'amortissement critique, défini comme l'amortissement minimal empêchant une vibration oscillatoire libre.

Une valeur d'amortissement entre 3 et 5 % pour le béton est généralement adoptée pour les réponses dans le domaine élastique. Cette valeur peut être augmentée jusqu'à 10 % dans les zones où une fissuration étendue du béton de l'ouvrage est prévue. Pour la maçonnerie, des valeurs d'amortissement comprises entre 8 % et 13 % peuvent être identifiées dans l'essai dynamique grandeur nature pour les quatre premiers modes de vibration (Carrère, 1998). Pour l'acier, des valeurs d'amortissement de 3 % et 5 % sont recommandées pour le SBE et le SMD, respectivement. Les documents (Newmark et Hall, 1982 ; U.S.A.E.C. (NRC) Regulatory Guide 1.61) donnent des informations utiles pour le choix de valeurs d'amortissement appropriées. Il faut noter que les valeurs d'amortissement susmentionnées n'incluent pas l'amortissement par rayonnement, ni l'amortissement hydrodynamique. Si ceux-ci sont importants dans le modèle, ils seront évalués à partir de résultats d'essais.

1.3.4. Charges hydrodynamiques

L'interaction fluide-ouvrage est importante quand l'ouvrage est au contact d'un fluide tel que l'eau. Lors de la réponse de l'ouvrage à la sollicitation sismique, des pressions hydrodynamiques oscillatoires se développent dans une direction normale à la surface de contact eau-ouvrage. Dans un but de simplification, en admettant un fluide idéal incompressible, les pressions hydrodynamiques peuvent être assimilées à des masses virtuelles ajoutées à la masse de l'ouvrage. Cela engendre le concept de masse ajoutée pour l'ouvrage, ce qui est suffisant pour un simple calcul approché (voir références Blevins, 1979 ; Kolkman P.A., 1988 ; Goyal et Chopra, 1989). Kolkman a établi une méthode relativement simple en vue d'évaluer approximativement la masse hydrodynamique pour des vannes dans diverses conditions. Elle est basée sur l'écoulement bidimensionnel, sans radiation par onde, et peut être mise en œuvre en utilisant un programme de calcul pour résoudre le problème d'écoulement. Un autre moyen d'étudier le phénomène d'interaction fluide-ouvrage est de considérer la pression additionnelle exercée sur l'ouvrage et résultant du mouvement vibratoire de l'ouvrage contre le fluide adjacent. Une telle pression hydrodynamique due au mouvement induit par le séisme sera combinée avec la pression hydrostatique du fluide pour le calcul de l'ouvrage.

1.3.5. Charges dynamiques du sol

La charge sismique provoque des pressions de terre horizontales additionnelles, comme, par exemple, dans le cas d'un mur d'évacuateur de crue ou d'une tour de prise d'eau enterrée dans un barrage en remblai. Ces pressions dynamiques additionnelles, en plus des pressions statiques, doivent être prises en compte dans le projet de tels ouvrages (Sinha, 1989 et USBR, 1977).

1.3.6. Combinaisons de charges, méthodes de projet et déplacements/contraintes admissibles

1.3.6.1. Combinaisons de charges

Une sollicitation sismique est considérée comme une charge extrême et doit être combinée avec les charges normales – charge d'eau de la retenue et charges

is defined as the least amount of damping that will prevent free oscillatory vibration.

A damping value between 3 and 5 % for concrete is generally considered for responses within the elastic range. This may be increased to 10 % in areas where extensive cracking of structural concrete is anticipated. For masonry, damping values between 8 % and 13 % could be identified on full-scale dynamic testing in the first four vibration modes (Carrère, 1998). For steel 3 % and 5 % damping values are recommended for OBE and MDE, respectively. Useful reference to select appropriate damping values can be found in (Newmark and Hall, 1982 ; U.S.A.E.C. (NRC) Regulatory Guide 1.61). Note that the above damping values do not include any radiation damping or hydrodynamic damping. If those are important in the model, they should be based on test data.

1.3.4. Hydrodynamic loads

Fluid-structure interaction is important when the structure is in contact with a fluid such as water. As the structure responds to earthquake excitation, some oscillating hydrodynamic pressures are developing upon the normal to the contact water-structure surface. For the sake of simplicity, assuming ideal incompressible fluid, the hydrodynamic pressures can be assimilated with some virtual masses added to the mass of the structure. This gives rise to the concept of added mass for the structure, which is sufficient for a simple approximate analysis in most situations. (Useful reference are Blevins, 1979 ; Kolkman P.A., 1988 ; Goyal and Chopra, 1989). Kolkman has developed a relatively simple method for approximating the hydrodynamic mass for hydraulic gates for various considerations. It is based on 2D flow, without wave radiation, and it can be implemented using a spreadsheet for solving the potential of flow problem. Another way of looking at the phenomenon of fluid-structure interaction is in terms of additional pressure exerted on the structure because of the vibratory movement of the structure against the adjacent fluid. Such hydrodynamic pressure due to the seismically induced motion should be combined with the hydrostatic fluid pressure to complete the structural analysis.

1.3.5. Dynamic earth loads

Seismic loading cause additional horizontal earth pressures as in case of a spillway wall or an intake tower buried in an embankment dam. Such additional dynamic pressures over and above the static pressures must be considered in the design of such structures (Sinha, 1989 and USBR, 1977).

1.3.6. Load combinations, design methods & allowable stresses/displacements

1.3.6.1. Load combinations

A seismic event is considered to be an extreme load and should be combined with normal reservoir and temperature loads, and soil pressures (load combinations

thermiques – et les pressions des terres (des combinaisons de charges ont été présentées dans le Bulletin CIGB n° 61). La charge résultant d'une crue ne sera pas combinée avec la charge sismique. En conséquence, une seule charge extrême sera considérée dans une combinaison de charges.

1.3.6.2. Méthodes de projet

Il y a deux méthodes de projet : celle des contraintes de service et celle de la résistance à la rupture.

- *Méthode des contraintes de service* : Dans cette méthode, les contraintes dans l'ouvrage résultant de la charge sismique sont combinées avec toutes les autres contraintes dues aux charges normales, et comparées avec les contraintes admissibles. La méthode des contraintes de service peut être utilisée pour les ouvrages hydrauliques, où la maîtrise des fissurations et les limitations de flèches sont des sujets de préoccupation.

- *Méthode de la résistance à la rupture* : Dans cette méthode, les charges sont multipliées par des facteurs de charge et les contraintes résultantes sont comparées avec les contraintes à la rupture. Très souvent, la méthode de la résistance à la rupture est utilisée pour le projet d'ouvrages en béton modernes.

1.3.6.3. Déplacements/contraintes admissibles

La dernière édition de codes, manuels ou normes peut être utilisée pour déterminer les déplacements ou contraintes admissibles. Le choix du code dépendra du matériau et du type d'ouvrage. Dans les résultats de récents essais, des valeurs de 25 à 40 % d'augmentation dans la résistance dynamique sont citées. Le manuel AISC et le code UBC permettent également une augmentation de 33 % dans les contraintes admissibles lorsqu'on combine la charge sismique avec les charges normales – poids propre et charges agissant sur l'ouvrage.

Dans le cas d'une analyse d'évolution dans le temps, une surcharge substantielle sera permise si elle existe pour un petit nombre de cycles de courte durée. Cela peut être le cas pour un ouvrage de fréquence fondamentale relativement élevée. Il faut se rappeler que la charge sismique, en particulier un SMD, est une charge extrême et peut ne pas se manifester au cours de la durée de vie utile de l'ouvrage en question. Aussi est-il possible d'adopter des valeurs de contraintes admissibles atteignant 90 % de la résistance du matériau, aucun facteur de charge n'étant appliqué aux charges. Le rapport sur le barrage Poechos, Pérou (Bozovic A., Tucovic I., Dungan R., 1979) donne des informations utiles sur de telles surcharges.

Dans certains cas, les déformations deviennent le facteur critique dans la conception et le calcul d'un ouvrage. Les ouvrages annexes et le matériel d'équipement associé doivent être capables de s'adapter aux déplacements et déformations prévus. Les déplacements sont parfois importants dans des ouvrages enterrés dans des remblais, tels que des galeries, des conduites forcées et des tours d'évacuation.

Le matériel d'équipement mécanique et électrique associé aux ouvrages annexes peut également être affecté par d'importants déplacements. Un tel matériel

were presented in ICOLD, Bulletin 61). Flood loading should not be combined with the seismic loading. Accordingly only one extreme load should be considered for a load combination.

1.3.6.2. Design methods

There are two design methods, i.e., the working stress design and the ultimate strength design.

- *The working stress method of design* : In this method, the stresses in the structure resulting from earthquake loading are combined with all other stresses resulting from normal loading and compared with the allowable stresses. Working stress design may be used for hydraulic structures, where crack control and deflection limitations are of concern.

- *The ultimate strength design method* : In this method, the loads are multiplied by load factors and the resulting stresses are compared to the ultimate stresses. In most cases, the ultimate strength design method is used for design of modern concrete structures.

1.3.6.3. Allowable stresses/displacements

The latest edition of codes, manuals or standards can be used to determine allowable stresses or displacements. The choice of code will depend on the material and the type of structure. In recent test data 25 to 40 % of increase in dynamic strength are quoted. The AISC manual and UBC code also permit a 33 percent increase in allowable stresses when combining earthquake loading with the normal dead and live loads.

In the case of a time-history analysis, a substantial overstressing should be allowed if it exists for a small number of cycles of short duration. This may be the case for a structure with relatively high fundamental frequency. Bear in mind that the earthquake loading, particularly an MDE, is an extreme loading and may never occur during the useful life span of the structure under consideration. Therefore, it may be appropriate to use the allowable stress values up to 90 % of the material strength with no load factors applied to the loads. A useful reference for such substantial overstressing, may be found in the Paper on Poechos Dam, Peru (Bozovic A., Tucovic I., Dungar R., 1979).

In some cases, deformations may become the critical factor in determining the design and evaluation of a structure. Appurtenant structures and associated equipment should be able to accommodate predicted displacements and deformations. Displacements may become important in structures which may be embedded in embankments such as tunnels, penstocks and outlets towers.

Mechanical and electrical equipment associated with appurtenant structures can also be affected by large displacements. Such equipment should be anchored

doit être convenablement ancré à sa base afin de prévenir des glissements, renversements ou charges d'impact (par exemple, cas d'un panneau de contrôle électrique frappant contre un mur en béton voisin). De telles charges d'impact ou déformations excessives peuvent entraîner un dysfonctionnement d'un matériel critique nécessaire après un séisme.

1.4. DOMAINES COUVERTS PAR LES RECOMMANDATIONS

Ces recommandations sont applicables à l'évaluation sismique d'ouvrages existants et visent également à fournir des critères pour la conception parasismique d'ouvrages nouveaux. S'il s'avère que des ouvrages annexes de barrages existants présentent une résistance insuffisante vis-à-vis des charges sismiques, des modifications peuvent être nécessaires. D'autres chapitres du Bulletin couvrent les domaines suivants :

– Le chapitre 2 concerne la conception parasismique et l'évaluation d'évacuateurs de crue de divers types.

– Le chapitre 3 est consacré à la conception parasismique et à l'évaluation de conduits d'eau, de vannes, y compris les ouvrages d'évacuation de niveau bas, les conduites forcées et les galeries.

– Le chapitre 4 donne des recommandations relatives à la conception parasismique et à l'évaluation de tours de prise d'eau et d'autres ouvrages annexes tels que des écluses.

– Le chapitre 5 concerne la conception d'écluses de navigation et autres ouvrages annexes.

1.5. CHAMP D'APPLICATIONS

Des dégâts aux barrages et à leurs ouvrages annexes peuvent résulter de mouvements de failles traversant la fondation d'un barrage, ou, plus probablement, de mouvements du sol induits au site du barrage par un séisme situé à quelque distance de l'ouvrage. Les recommandations couvrent le dernier cas, quand un mouvement de faille possible n'est pas juste au-dessous du barrage ou de ses ouvrages annexes.

La question des effets des concentrations de contraintes ou de la réponse des ouvrages annexes sur le barrage proprement dit sera mentionnée uniquement pour être complet, mais sort du cadre du présent Bulletin.

La « qualification sismique » est un terme fréquemment adopté dans le domaine de l'industrie de l'énergie nucléaire et peut s'appliquer aux études d'évaluation concernant les barrages et leurs ouvrages annexes. Il y a quatre méthodes qui ont été utilisées pour qualifier un ouvrage ou un matériel d'équipement dans le cas d'une charge sismique spécifiée :

- a) Calcul sismique.
- b) Essai sismique.
- c) Combinaison du calcul et de l'essai sismiques.
- d) Utilisation de données tirées de séismes antérieurs.

properly to its foundation to prevent sliding, overturning or impact loading such as an electrical control panel hitting a nearby concrete wall. Such impact loading or excessive deformations may cause malfunctioning of critical equipment needed after an earthquake.

1.4. ORGANISATION OF GUIDELINES

These guidelines are intended to be applicable to the seismic evaluation of existing facilities, as well as to provide earthquake-resistant design criteria for new structures. If the existing structures appurtenant to a dam are found to be inadequate to resist earthquake loadings, modifications may be needed. Other sections of this document cover the following :

- Section 2 covers the aseismic design and evaluation of various types of spillway structures.
- Section 3 considers the aseismic design and evaluation of water conduits, gates, and valves which include low level outlets, penstocks and tunnels.
- Section 4 contains guidelines for the earthquake-resistant and evaluation of intake towers and other appurtenance such as locks.
- Section 5 covers the design of navigation locks and other appurtenant structures.

1.5. FIELD OF APPLICATIONS

Damage to dams and their appurtenant structures may result from direct fault movements across the dam foundation, or more likely, from ground motion induced at the dam site by an earthquake located at some distance from the dam. The following guidelines cover the latter case, where possible fault movement is not directly under the dam or its appurtenant structures.

Discussions of the effects of stress concentrations or of the structural response of appurtenant structures on the dam itself, will be mentioned only for the sake of completeness, and are beyond the scope of this document.

“ Seismic qualification ” is a term frequently used in the nuclear power industry and can be applied to evaluation studies performed for dams and appurtenant structures. There are four alternative methods that have been used to qualify a structure or equipment for a specified earthquake loading as follows :

- a) Seismic analysis.
- b) Seismic testing.
- c) Combination of seismic analysis and testing.
- d) Use of experience-based data from past earthquakes.

Une qualification sismique par calcul seul peut être réalisée si l'intégrité structurelle est le seul facteur à considérer dans la conception parasismique. Si les conditions d'exploitation sont également importantes, comme dans le cas d'organes électriques ou de matériel identique, un essai sismique peut alors être nécessaire. Un tel essai est habituellement effectué sur une table vibrante.

Une combinaison de calcul et d'essai peut être utilisée lorsqu'une partie de la structure peut être calculée et que l'autre partie doit être testée pour vérifier les conditions d'exploitation. Une telle situation peut se présenter dans la conception sismique d'une vanne d'évacuateur de crue, où la vanne peut faire l'objet d'un calcul seulement mais où la commande hydraulique ou d'autres éléments électriques de commande de la vanne peuvent nécessiter des essais pour s'assurer de leur bon fonctionnement. Une qualification sismique basée sur des données tirées de séismes antérieurs est possible si un matériel d'équipement identique s'est bien comporté lors d'un séisme réel d'intensité suffisante. De telles données sont disponibles dans les documents EPRI (Electric Power Research Institute) ou NRC (Nuclear Regulatory Commission) Nucl. Reg. Guide 1030.

Seismic qualification by analysis alone can be accomplished if structural integrity is the only factor to be considered in the earthquake-resistant design. If operability is also important, as in the case of electrical components or similar equipment, then seismic testing may be required. Such testing is usually done on a shaking table.

A combination of testing and analysis may be used where part of the structure may be analysed and the other part may have to be tested for operability. Such a situation could arise in the seismic design of a spillway gate, where the gate may be designed by analysis alone but the hydraulic actuator, or other electrical components operating the gate may require testing to prove their operability. Seismic qualification based on previous earthquake data is possible if similar equipment performed satisfactorily in an actual earthquake of sufficient intensity. Such data are available through EPRI (Electric Power Research Institute) or NRC (Nuclear Regulatory Commission) Nucl. Reg. Guide 1030.

2. ÉVACUATEURS DE CRUE

2.1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

Les évacuateurs de crue sont, en général, des ouvrages en béton armé. Les charges sismiques régissent souvent le projet de tels ouvrages. Les éléments constituant un évacuateur de crue peuvent être groupés en trois classes : les ouvrages d'entrée (ouvrage d'entonnement et/ou ouvrage de crête), les coursiers (ouvrages d'écoulement, par exemple constitués d'un radier en dalles et de murs bajoyers, reliant les ouvrages d'entrée aux ouvrages de sortie), et les ouvrages de sortie (bassins d'amortissement à ressaut hydraulique, cuillères de dissipation, ouvrages brise-charge, etc.).

2.2. CALCUL SISMIQUE

2.2.1. Choix du séisme de projet

Le choix du séisme de projet est influencé par les conditions spécifiques du site et les éléments constituant l'ouvrage.

2.2.2. Amortissement

Des valeurs d'amortissement comprises entre 2 et 5 % conviennent pour la plupart des évacuateurs de crue.

2.2.3. Combinaison de charges

Un séisme est considéré comme un phénomène lointain et, pour cette raison, est généralement associé à un scénario de rupture en un « jour ensoleillé » (i.e. conditions normales d'exploitation de la retenue, sans crue ou hautes eaux inhabituelles). En conséquence, les charges qui seront prises en compte dans la combinaison comprendront :

1. Les charges sismiques.
2. Les charges correspondant au niveau normal de retenue.
3. Les charges thermiques normales ou habituelles résultant de la dilatation et de la contraction de l'ouvrage sous l'effet des variations des températures de l'air ambiant et de l'eau.
4. La pression dynamique des terres provenant du remblai placé contre l'ouvrage (USBR, 1977).

2.2.4. Coefficients de sécurité

2.2.4.1. Problèmes d'ordre structural

Pour des ouvrages hydrauliques, les coefficients de sécurité locaux sont basés sur une comparaison des contraintes de service avec les contraintes à la rupture du béton et des aciers d'armature du béton. Dans le passé, le concept de contrainte de service a été adopté pour les ouvrages hydrauliques, lorsque la maîtrise des

2. SPILLWAYS

2.1. GENERAL BACKGROUND

Typically, spillways are constructed of reinforced concrete. Seismic loads often control the design of such structures. Spillway component structures can be grouped into three general classes, including inlet structures (inlet and/or crest structures), chutes (conveyance structures such as a floor slab with walls connecting the inlet structures to the terminal structure), and the terminal structure (hydraulic-jump stilling basin, flip bucket, impact structure, etc.).

2.2. SEISMIC ANALYSIS

2.2.1. Selection of seismic design event

The selection of the design event is influenced by the site specific conditions and the component structures.

2.2.2. Damping

A range of damping values between 2 and 5 percent is appropriate for most spillway structures.

2.2.3. Loading combination

A seismic event is considered a remote occurrence, and as such, is generally associated with a “ sunny day ” failure scenario (i.e., normal reservoir operating conditions, without flooding and/or unusual high water conditions). Accordingly, the loads that should be considered in combination include :

1. Seismic loads.
2. Normal reservoir water loads.
3. Normal or usual temperature loads from expansion and contraction of the structure in response to variations to both water and ambient air temperatures.
4. Dynamic soil pressure from backfill placed against the structure (USBR, 1977).

2.2.4. Safety factors

2.2.4.1. Structural concerns

For hydraulic structures, local factors of safety are based on a comparison of working stresses versus ultimate stresses for both concrete and reinforcing steel. Historically, working stress design has been used for hydraulic structures, where crack control and/or deflection limitations have been of concern. In using this

fissurations et/ou les limitations de flexion ont été des sujets de préoccupation. Dans cette méthode, les contraintes admissibles dues aux charges sismiques peuvent être 50 % à 90 % plus élevées que les contraintes normales admissibles. Ces augmentations de contraintes sont associées à des coefficients de sécurité faibles, de l'ordre, par exemple, de 1,1.

2.2.4.2. Stabilité

Les coefficients de sécurité au glissement et au renversement sont évalués. Pour des charges sismiques agissant sur des ouvrages fondés sur une roche, ces coefficients de sécurité peuvent avoir des valeurs comprises entre 1,0 et 1,15 (Scherich, 1988 ; USBR, 1977).

2.2.5. Méthodes de calcul des éléments constituant l'ouvrage

En général, les ouvrages d'entrée sans vanne sont considérés comme des ouvrages critiques et seront conçus pour résister au SMD. Il existe des cas où le SBE peut être envisagé, en particulier si l'ouvrage d'entrée est isolé du barrage et/ou est situé au-dessus du niveau normal de retenue. Pour des ouvrages de géométrie compliquée, tels que les ouvrages d'entrée en tulipe ou en labyrinthe, un calcul tridimensionnel peut être plus approprié (voir Tableau 1 et Fig. 2 et 5).

Tableau 1
Méthodes de calcul des éléments d'un évacuateur de crue

| Éléments de l'évacuateur de crue | Types des ouvrages | Méthodes habituelles | Modèles recommandés |
|--------------------------------------|---|--|---|
| ouvrage d'entrée et ouvrage de crête | tulipe ouvrage de chute | pseudo-statique spectre de réponse | 3D |
| | ouvrage déversant : crête en doucine rectiligne, labyrinthe | pseudo-statique avec fondation élastique | 2D déformations ou contraintes dans un système plan, ou 3D |
| | ouvrage en siphon | spectre de réponse | 2D ou 3D |
| | digue fusible : remblai zoné | méthode de Newmark de calcul des déformations ou potentiel de liquéfaction | 2D |
| coursier | ouvrage d'écoulement : dalles de radier et murs-bajoyers | pseudo-statique avec fondation élastique | 2D déformations ou contraintes dans un système plan |
| ouvrage de sortie | ressaut hydraulique bassin d'amortissement cuillère de dissipation brise-charge | pseudo-statique avec fondation élastique | 2D |

method, permissible stresses due to seismic loading may be 50 to 90 % greater than allowable normal stresses. These increases in stresses are associated with factors of safety as low as 1.1.

2.2.4.2. *Stability*

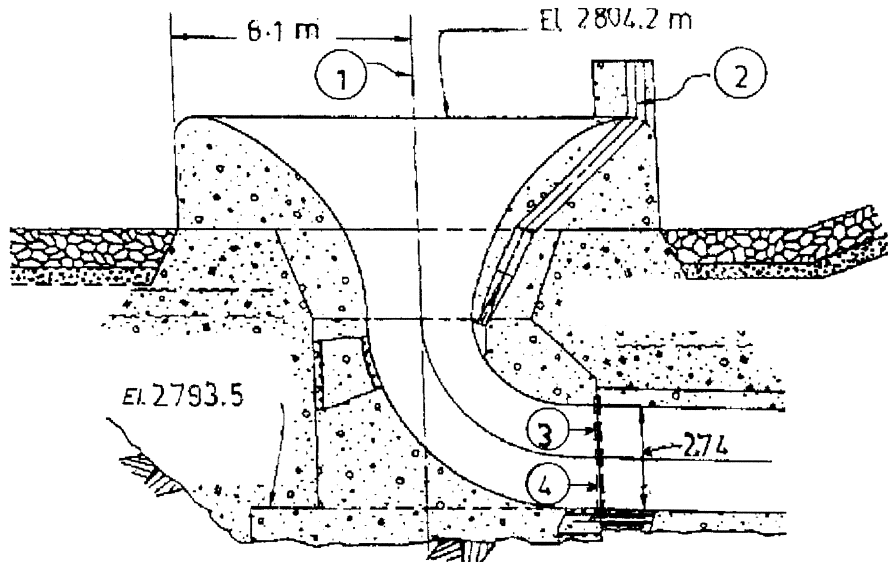
Factors of safety associated with sliding and overturning stability are assessed. For seismic loading conditions of structures on rock foundations, these factors of safety may range from 1.0 to 1.15 (Scherich, 1988 ; USBR, 1977).

2.2.5. Analysis methods of component structures

Generally speaking, uncontrolled inlets are classified as critical structures and should be designed to withstand the MDE. There could be situations where use of the OBE might be considered, particularly if the inlet structure is isolated from the dam and/or is situated above normal reservoir water surface elevation. For structures with more complicated geometry such as morning glory inlet structure or labyrinth, a three-dimensional analysis may be more appropriate (see Table 1 and Fig. 2 and 5).

Table 1
Analysis method of spillway component structures

| Spillway structures | Components | Usual approaches | Recommended models |
|----------------------------|--|--|--|
| inlet and crest structures | morning glory drop inlet structures | pseudo-static response spectrum | 3D |
| | overflow structures : straight ogee crests, labyrinth | pseudo-static using elastic foundation | 2D plane-strain or plane-stress or 3D |
| | siphon structures | response spectrum | 2D or 3D |
| | fuse plug structures : zoned embankment | deformation analysis Newmark method or liquefaction potential | 2D |
| chutes | conveyance structures : floor slab and connecting walls | pseudo-static using elastic foundation | 2D plane-strain or plane-stress |
| terminal structures | hydraulic jump stilling basin flip bucket impact structures | pseudo-static using elastic foundation | 2D |



Seismic considerations :

Generally considered a “ critical structure ” and as such should be designed to withstand the maximum design earthquake event.

May want to consider increasing shear resistance at the control joint between the morning glory and the conduit by increasing longitudinal reinforcement bar size and/or forming concrete shear keys at the joints.

Considérations sismiques :

Considéré généralement comme un « ouvrage critique » et, comme tel, doit être conçu pour résister au séisme maximal de dimensionnement.

Peut nécessiter l'augmentation de la résistance au cisaillement au raccordement entre l'entonnement en forme de tulipe et le conduit d'évacuation, en augmentant les dimensions de l'armature longitudinale et/ou en constituant des clavettes de cisaillement en béton aux joints.

2.2.6. Vannes d'évacuateur de crue, hausses de déversoir et matériel de commande

En définissant le coefficient de sécurité (CS) de l'ouvrage en acier comme le rapport contrainte à la limite élastique/contrainte maximale calculée sous charge sismique, des valeurs de 1,1 pour le SMD et de 1,5 pour le SBE sont généralement considérées comme acceptables. Une hypothèse de position ouverte peut être nécessaire dans les cas où l'évacuateur fonctionne fréquemment. Les vannes seront calculées en adoptant une combinaison adéquate des charges sismiques et des charges normales ; les coefficients de sécurité minimaux susmentionnés doivent être obtenus. Les vannes seront conçues pour limiter les déformations pouvant les coincer et les rendre inexploitable, par manque de jeu suffisant.

Si des hausses sont prévues pour augmenter la capacité d'une retenue et si le niveau de retenue est fréquemment contre les hausses en cours d'exploitation normale, les hausses seront conçues et calculées pour un séisme approprié. Si les hausses sont prévues avec basculement, la possibilité d'une mise hors service du mécanisme de basculement sous l'effet d'un séisme doit être examinée.

Fig. 2

Profile view of morning glory inlet structure
Profil en travers de l'entonnement en forme de tulipe

- | | |
|-------------------------|-----------------------------|
| 1) Centerline of intake | 1) <i>Axe de la prise</i> |
| 2) Air pipe | 2) <i>Tuyau d'aération</i> |
| 3) Waterstop | 3) <i>Waterstop</i> |
| 4) Control joint | 4) <i>Joint de contrôle</i> |

2.2.6. Spillway gates, flashboards, and operating equipment

Taking the safety factors (F.S.) of steel structure as $F.S. = \text{yield stress}/\text{maximum stress}$ calculated under seismic loading conditions, FS value for MDE of 1.1 and for OBE of 1.5 are normally considered to be appropriate. Open position assumption may need for cases where the spillway discharges frequently. The gates should be analysed for the appropriate combination of seismic and normal loads; the aforementioned minimum factors of safety must be achieved. Gates should be designed to limit deformations which may cause them to bind and become inoperable, and thus not allow needed clearance.

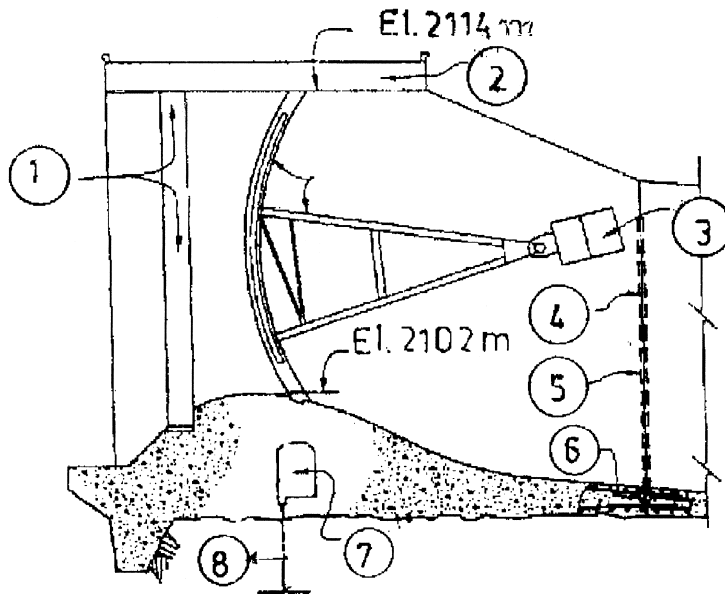
If the flashboards are designed to increase the effective storage in the reservoir and the reservoir water level would frequently be against the flashboards during normal operation, the flashboards should be analysed and designed for an appropriate seismic event. If flashboards are designed to be tripped, the possibility of the tripping mechanism becoming inoperable as the result of a seismic event should be assessed.

2.3. CONSIDÉRATIONS PRATIQUES

2.3.1. Ouvrages de crête d'évacuateurs de crue

Les ouvrages de crête d'évacuateurs de crue vannés peuvent être instables au cours d'une charge sismique du fait de la combinaison de charges d'eau élevées concentrées près du sommet de l'ouvrage et d'un manque relatif de masse présenté par ce type de structure. Une augmentation de masse à la base de l'ouvrage, un ancrage de l'ouvrage, ou d'autres mesures peuvent s'avérer nécessaires pour stabiliser l'ouvrage au cours de la sollicitation sismique.

Les charges sismiques transmises par les vannes de l'évacuateur aux supports des tourillons doivent également être prises en compte lors du projet d'un ouvrage de crête vanné (Fig. 3). Ces charges peuvent être importantes et critiques en raison de leur nature concentrée.



Seismic considerations :

Generally considered a "critical structure" and as such should be designed to withstand the maximum design earthquake event.

To ensure post-earthquake operability of the gate(s), deflection potential of walls needs to be minimized. This may require counterforted or gravity members rather than cantilever members.

Considérations sismiques :

Considéré généralement comme un « ouvrage critique » et, comme tel, doit être conçu pour résister au séisme maximal de dimensionnement.

Pour assurer le fonctionnement de la vanne (des vannes) après un séisme, le potentiel de flexion des piles doit être minimisé. Cela peut nécessiter des éléments-poids ou à contreforts au lieu de consoles encastrées.

Si les ouvrages d'évacuation sont situés au sommet d'un barrage en béton, l'évacuateur devra être analysé comme une partie intégrante du barrage. L'amplification des accélérations du sol peut être importante (dans certains cas, elles peuvent augmenter de deux à cinq fois en magnitude).

Pour les coursiers d'évacuation, des murs bajoyers en forme de consoles encastrées peuvent être envisagés pour des hauteurs inférieures à 10 m ; au-dessus

2.3. PRACTICAL CONSIDERATIONS

2.3.1. Spillway crest structures

Gated spillway crest structures may be unstable during seismic loading because of the combination of large water loads concentrated near the top of the structure and the relative lack of mass involved with this type of structure. Increasing the mass at the base of the structure, anchoring the structure, or other measures, may be necessary to stabilise the structure during seismic loading.

Seismic loads transmitted from spillway gates to trunnion pins and trunnion blocks must also be accounted for when designing a gated crest structure (Fig. 3). These loads can be significant and critical due to their concentrated nature.

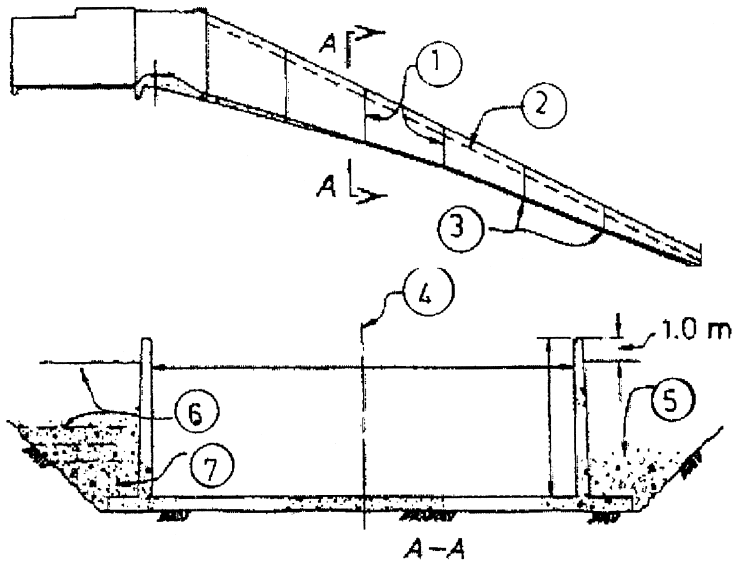
Fig. 3
Profile view of gated spillway crest structure
Profil en travers de l'ouvrage de crête d'un évacuateur vanné

- | | |
|-------------------------------------|---|
| 1) Stoplog slot | 1) <i>Rainure de batardeau</i> |
| 2) Spillway hoist and access bridge | 2) <i>Pont d'accès et de circulation de l'engin de levage</i> |
| 3) Trunnion block | 3) <i>Bloc-support du tourillon</i> |
| 4) Contraction joint | 4) <i>Joint de contraction</i> |
| 5) Waterstop | 5) <i>Waterstop</i> |
| 6) Control joint | 6) <i>Joint de contrôle</i> |

If spillway structures are located on the top of a concrete dam, the spillway will need to be analysed as an integral part of the dam. Amplification of ground accelerations could be significant (in some cases there may be a two - to fivefold increase in magnitude).

For chute structures, cantilever walls can be considered for walls less than 10 m; above 10 m, gravity or counterforted walls should be recommended. Shear

de 10 m, des murs-poids ou à contreforts seront recommandés. La résistance au cisaillement peut être accrue aux joints avec le radier (joints de contrôle) en augmentant les dimensions des armatures longitudinales et en constituant des clavettes de cisaillement en béton aux joints (Fig. 4).



Seismic considerations :

May or may not be considered a “ critical structure ” depending on the consequences of failure. Therefore may or may not be designed to withstand the maximum design earthquake event. For walls less than or equal to 10 m high, cantilever members can be considered. For walls greater than 10 m high, gravity or counterforted members should be considered. May want to consider increasing shear resistance at the floor joints (control joints) by increasing longitudinal reinforcement bar size and/or forming concrete shear keys at the joints.

Considérations sismiques :

Peut ou peut ne pas être considéré comme un « ouvrage critique » suivant les conséquences de sa rupture. Par conséquent, on peut projeter ou on peut ne pas projeter cet ouvrage pour résister au séisme maximal de dimensionnement. Pour des murs bajoyers de hauteur inférieure ou égale à 10 m, des éléments en forme de consoles encastrées peuvent être envisagés. Pour des murs de hauteur supérieure à 10 m, des éléments-poids ou à contreforts seront recommandés. Il peut s'avérer nécessaire d'accroître la résistance au cisaillement aux joints avec le radier, en augmentant les dimensions des armatures longitudinales et/ou en constituant des clavettes de cisaillement en béton aux joints.

La possibilité de rupture ou d'endommagement des ouvrages du fait de chutes de gros blocs rocheux ou de glissement depuis la zone supérieure des versants doit être prise en considération.

2.3.2. Ponts sur des évacuateurs de crue

Des ponts d'accès ou de circulation de l'engin de levage, situés sur le sommet de l'ouvrage de crête d'un évacuateur de crue ou sur d'autres parties d'un évacuateur, seront conçus pour prévenir tout mouvement incontrôlable au cours d'une secousse sismique. En général, une extrémité du tablier du pont est fixée. Des mécanismes seront prévus à l'extrémité libre de la portée pour empêcher tout mouvement latéral

resistance may be increased at floor joints (control joints) by increasing longitudinal reinforcement bar size and forming concrete shear keys at the joints (Fig. 4).

Fig. 4

Spillway chute structure

Coursier d'évacuateur de crue

- 1) Contraction joints
- 2) Top of backfill
- 3) Control joints
- 4) Chute centerline
- 5) Pervious backfill
- 6) Dam embankment
- 7) Compacted backfill

- 1) *Joints de contraction*
- 2) *Sommet du remblai*
- 3) *Joints de contrôle*
- 4) *Axe du coursier*
- 5) *Remblai drainant*
- 6) *Remblai du barrage*
- 7) *Remblai compacté*

The possibility of collapse or damage of the structures because of big rock falls or sliding from the upper zone of the banks must be considered.

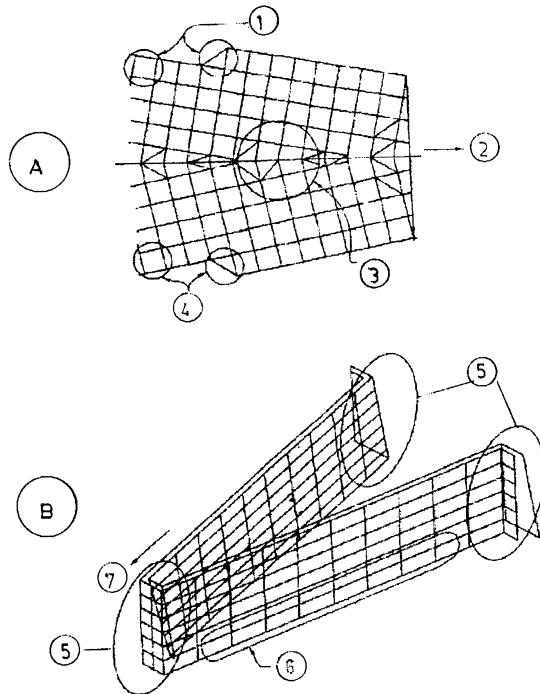
2.3.2. Spillway bridges

Hoist or access bridges located on the top of spillway crest structures or across other portions of a spillway structure should be restrained to prevent uncontrolled movement during seismic events. Typically, one end of the bridge deck is pinned. Mechanisms should be considered at the free end of the span to prevent excessive lateral movement. If a gantry crane is located on the top of a gated spillway

excessif. Si un portique de manœuvre est situé sur le sommet d'un évacuateur vanné, des mécanismes seront prévus pour empêcher tout mouvement vertical et horizontal, et tout renversement du portique, au cours d'un séisme.

2.3.3. Évacuateurs de crue en labyrinthe

Les mouvements du sol appliqués aux évacuateurs de crue en labyrinthe (bec de canard) le seront dans la direction qui conduira aux contraintes maximales dans l'ouvrage. Les évacuateurs en labyrinthe peuvent être conçus comme des murs en béton armé (Fig. 5).



Seismic considerations :

Generally considered a " critical structure " and as such should be designed to withstand the maximum design earthquake event.

For walls less than or equal to 10 m high, cantilever members can be considered. For walls greater than 10 m high, gravity or counterforted members should be considered.

Considérations sismiques :

Considéré généralement comme un « ouvrage critique » et, comme tel, doit être conçu pour résister au séisme maximal de dimensionnement.

Pour des murs de hauteur inférieure ou égale à 10 m, des éléments en forme de consoles encastrées peuvent être envisagés. Pour des murs de hauteur supérieure à 10 m, des éléments-poids ou à contreforts seront recommandés.

2.3.4. Murs du coursier et du bassin d'amortissement

La mise en place d'un remblai drainant est importante pour réduire les charges sismiques, ainsi que les charges normales, sur les murs. L'eau contenue dans un remblai saturé augmentera notablement les charges au cours des sollicitations sismiques, ce qui nécessitera la mise en place de matériaux drainants et de dispositifs

structure, restraining mechanisms should be provided to prevent both vertical and horizontal movement as well as overturning of the gantry crane during seismic loading.

2.3.3. Labyrinth spillways

Ground motions applied to labyrinth spillways should be applied in the direction that will result in the maximum stresses for the structure. Labyrinth spillways may be designed as reinforced concrete walls (Fig. 5).

Fig. 5

Finite element model of labyrinth spillway

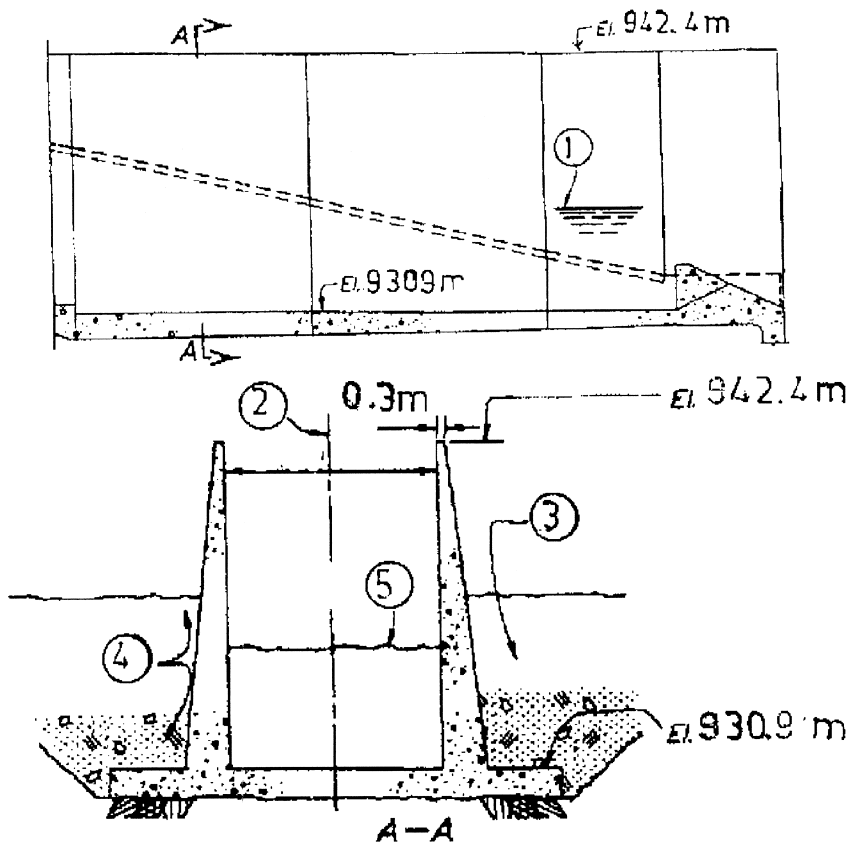
Modèle d'éléments finis du déversoir en labyrinthe (bec de canard)

- | | |
|---|--|
| A) Labyrinth spillway floor | A) <i>Radier du déversoir en bec de canard</i> |
| B) Labyrinth spillway walls | B) <i>Murs du déversoir en bec de canard</i> |
| 1&4) Areas of high foundation pressures | 1&4) <i>Zones de pressions élevées en fondation</i> |
| 2) Flow | 2) <i>Écoulement</i> |
| 3) Area of maximum upward deflection | 3) <i>Zone de déformation maximale ascendante</i> |
| 5) Area of high stress due to temperature loads and seismic loads | 5) <i>Zone de fortes contraintes thermiques et sismiques</i> |
| 6) Area of high shear stress due to hydrostatic load | 6) <i>Zone de contraintes élevées dues à la charge hydrostatique</i> |
| 7) Flow | 7) <i>Écoulement</i> |

2.3.4. Chute and stilling basin walls

Free draining backfill is important to minimise seismic as well as normal loads on walls. The water component of saturated backfill will significantly increase loads during seismic events, necessitating measures to ensure construction with free draining material and good drainage systems. Dynamic soil pressures should be

de drainage efficaces. Les pressions dynamiques des sols seront prises en compte en plus des pressions statiques. Dans les cas où les murs sont sujets à de fortes accélérations, un mur en béton, du type poids ou à contreforts, peut être plus économique qu'un mur console (Fig. 6).



Seismic considerations :

May or may not be considered a " critical structure " depending on consequences of failure. Therefore, may or may not be designed to withstand the maximum design earthquake event. For walls less than or equal to 10 m high, cantilever members can be considered. For walls greater than 10 m high, gravity or counterforted members should be considered. May want to consider increasing shear resistance at the floor joints (control joints) by increasing longitudinal reinforcement bar size and/or forming shear keys at the joints.

Considérations sismiques :

Peut ou peut ne pas être considéré comme un « ouvrage critique » suivant les conséquences de sa rupture. Par conséquent, on peut projeter ou on peut ne pas projeter cet ouvrage pour résister au séisme maximal de dimensionnement. Pour des murs bajoyers de hauteur inférieure ou égale à 10 m, des éléments en forme de consoles encastrées peuvent être envisagées. Pour des murs de hauteur supérieure à 10 m, des éléments-poids ou à contreforts seront recommandés. Il peut s'avérer nécessaire d'accroître la résistance au cisaillement aux joints avec le radier, en augmentant les dimensions des armatures longitudinales et/ou en constituant des clavettes de cisaillement aux joints.

considered in addition to static pressures. In cases where walls are subjected to large accelerations, a concrete gravity wall or counterforted wall may be more economical than a cantilevered wall (Fig. 6).

Fig. 6
Profile views of stilling basin
Coupes du bassin d'amortissement

- 1) Tailwater level
- 2) Axis of stilling basin
- 3) Pervious backfill
- 4) Pervious backfill
- 5) Tailwater level

- 1) *Niveau aval*
- 2) *Axe du bassin d'amortissement*
- 3) *Remblai drainant*
- 4) *Remblai drainant*
- 5) *Niveau aval*

2.3.5. Vannes de l'évacuateur de crue

Des considérations de conception, destinées à accroître la fiabilité des vannes, sont examinées dans le document « How safe are your gates ? », par Sagar, Hydro Review (1991).

2.3.6. Matériel d'exploitation

Les caractéristiques d'exploitation, la conception et les dispositions générales du matériel de levage des vannes et des plates-formes de manœuvre, seront évaluées en termes de fiabilité. On s'efforcera d'estimer et de réduire l'impact d'un séisme sur les routes d'accès, ponts ou escaliers. La fiabilité de l'alimentation en énergie sera également évaluée. L'idéal est de prévoir deux sources d'énergie indépendantes. Toutes les installations d'énergie, incluant les câbles électriques et les locaux abritant des groupes électrogènes, seront conçues pour continuer à fonctionner après le séisme de projet.

2.3.5. Spillway gates

Some design considerations to enhance gate reliability are discussed in Sagar, 1991.

2.3.6. Operating equipment

The characteristics of the operators, and the spillway gate hoisting equipment and the operating decks' layout and design, should be evaluated in terms of reliability. Every effort should be made to assess and minimise the impact of a seismic event on access roads, bridges, or stairways. The reliability of the power supply should also be evaluated. Ideally, two alternative power sources should be provided, each independent of the other. All power facilities, including electrical conduits and buildings that might house engine-generator sets, should be designed to functionally survive the design seismic event.

3. CONDUITS D'EAU ET VANNES

3.1. GÉNÉRALITÉS

Des conduits d'eau, tels que des tuyaux, des conduites forcées, des galeries et des évacuateurs de fond, peuvent être nécessaires pour une vidange rapide, contrôlée et fiable de la retenue. La conception de tels conduits doit permettre un bon comportement du barrage et de sa fondation, sans rupture ou anomalie dans le fonctionnement. En outre, dans le cas de retenues d'alimentation en eau dans des zones peuplées, la sécurité et les conditions de fonctionnement des canalisations et des vannes deviennent des facteurs importants influant sur le maintien des fournitures d'eau potable et d'eau destinée à combattre les incendies, et sur les opérations éventuelles de remise en état après un séisme.

L'expérience mondiale relative au comportement de galeries sous l'effet de séismes a été très satisfaisante. Même des galeries situées dans des sols mous ont eu un bon comportement lorsque leur projet avait prévu un certain degré d'articulation et de flexibilité. Cela a été attribué à une diminution des effets d'inertie par rapport aux effets cinématiques dans la réponse sismique, et également à une diminution du niveau d'intensité sismique en profondeur dans le terrain. Par exemple, dans le tunnel du métro de Mexico, les secousses étaient très faibles comparativement à celles au niveau du sol. La plus grande partie des dégâts causés au tunnel ont été relevés aux entrées.

Une étude approfondie des effets des séismes sur des galeries et de grandes excavations souterraines a été effectuée par Dowding et Rozen, 1978, et par Owen et Scholl, 1981. Dans leur analyse, les dégâts causés par des séismes étaient attribués à trois facteurs :

- *Rupture du sol* : des dégâts attribués à une rupture du sol peuvent résulter d'un glissement de roche ou de terre, d'une liquéfaction, d'un affaissement de terrain, et d'autres phénomènes pouvant être déclenchés par un mouvement du sol.
- *Glissement de faille* : des dégâts dus à un glissement de faille surviennent lorsque l'excavation traverse une zone de failles. Les dégâts sont généralement limités à la zone de failles et peuvent aller d'une faible fissuration du revêtement en béton jusqu'à des dégâts importants tels qu'une rupture et un effondrement du toit.
- *Secousse* : des dégâts causés par des secousses ou des mouvements vibratoires peuvent comprendre une fissuration, un écaillage et une rupture du revêtement.

Dowding et Rozen (1978) ont essayé d'établir des relations empiriques entre les niveaux de dégâts et les paramètres des mouvements du sol pour des sites rocheux. Ils ont identifié trois niveaux de dégâts : sans dégât, faibles dégâts, dégâts.

- *Sans dégât* : ce terme traduisait l'absence de nouvelles fissures ou chutes de roche ;
- *Faibles dégâts* : traduisait une nouvelle fissuration et de faibles chutes de roche ;
- *Dégâts* : traduisait une sévère fissuration, d'importantes chutes de roche et une obturation.

3. WATER CONDUITS, GATES AND VALVES

3.1. GENERAL

Water conduits such as pipelines, penstocks, tunnels and low-level outlets may be required for reliable, controlled, rapid emptying of the reservoir. Water conduit design must be such that it does not lead to failure or compromise the functioning of the dam and its foundation. In addition, in the case of water supply reservoirs in populated areas, the safety and operability of the outlet pipelines, gates, and valves become significant factors affecting the maintenance of drinking water supplies as well as water delivery to fight fires and assisting with post-earthquake recovery functions.

World-wide experience with the performance of tunnels during earthquake has been very good. Even soft ground tunnels have performed well as long as their design incorporated some degree of articulation and flexibility. This has been attributed to decrease of the inertial effects versus kinematic ones in their seismic response and also due to decreasing rate of seismic intensity in the ground depth. For example, in the Mexico City subway the shaking was very small compared to the ground surface. Thus, most of damage to tunnel have been at portal.

A comprehensive study of effects of earthquake on tunnels and large underground excavations was prepared by Dowding and Rozen, 1978, and Owen and Scholl, 1981. In their review, earthquake damage was attributed to three factors :

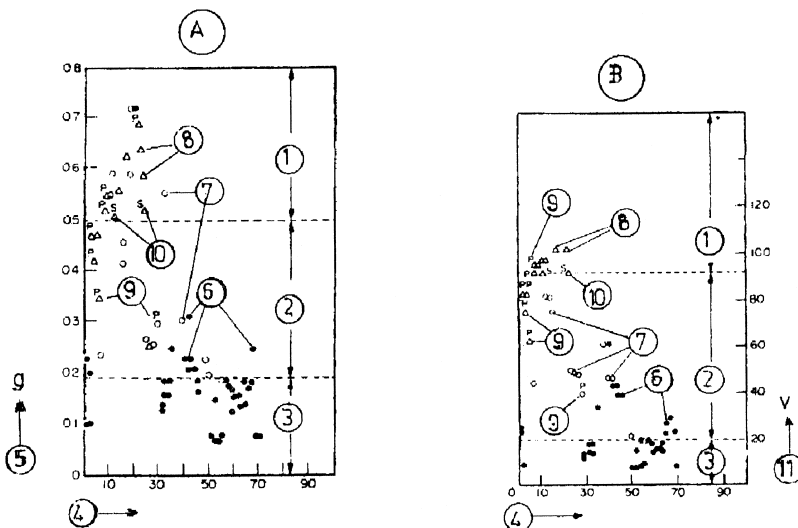
- *Ground failure* : damage attributed to ground failure may be associated with rock or soil slides, liquefaction, soil subsidence, and other phenomena that may be triggered by ground motion.
- *Fault slip* : damage due to fault slip occurs when the excavation passes through a fault zone. The damage is generally restricted to the fault zone and may range from minor cracking of the concrete lining to major damage such as roof failure and collapse.
- *Shaking* : damage caused by shaking or vibratory motion may include cracking, spalling and failure of the liner.

Dowding and Rozen (1978) have attempted to develop empirical relationships between damage levels and ground motion parameters for rock sites. They identified three levels of damage : no damage, minor damage and damage.

- *No damage* meant no new cracks or falls of rocks ;
- *Minor damage* meant new cracking and minor rock falls ;
- *Damage* included severe cracking, major rock falls and closure.

Ils ont présenté les résultats de corrélations entre, d'une part, l'accélération estimée, en utilisant une relation empirique, et la vitesse de pointe de particule, et, d'autre part, les dégâts enregistrés. L'examen des résultats présentés sur les Fig. 7A et 7B permet de constater que :

- *Aucun dégât* ne sera vraisemblablement pas enregistré si les accélérations de pointe en surface sont inférieures à 0,2 g et les vitesses de pointe de particule inférieures à 20 cm/s ;
- *De faibles dégâts* seront enregistrés si les accélérations de pointe en surface sont entre 0,2 g et 0,4 g, et les vitesses de pointe de particule entre 20 cm/s et 40 cm/s ;
- *Des dégâts* seront prévus si les accélérations de pointe en surface sont supérieures à 0,5 g et les vitesses de pointe de particule supérieures à 90 cm/s.



3.2. CALCUL SISMIQUE

3.2.1. Pression hydrodynamique transitoire

Les secousses sismiques peuvent causer de fortes pressions hydrodynamiques transitoires dans les conduits d'eau. Elles peuvent être plusieurs fois plus élevées que les pressions hydrostatiques. Des chambres d'équilibre sont souvent utilisées pour protéger la partie amont du conduit. Pour de tels systèmes, comme les conduites forcées d'amenée d'eau aux turbines, il n'est guère nécessaire de calculer les pressions hydrodynamiques résultant de séismes. Cependant, dans les cas de conduits n'ayant pas de chambres d'équilibre ou autres ouvertures permettant d'amortir les pressions transitoires, le calcul des pressions hydrodynamiques présente de l'intérêt pour l'élaboration du projet.

Les pressions hydrodynamiques transitoires sont évaluées par la méthode de transformation discrète de Fourier (Kojic et Trifunac, 1988). La pression

They presented result of correlation of the estimated acceleration, using empirical relationship, and peak particle velocity with reported damage. Review of their data as those presented in Fig. 7A and 7B suggest that :

- *No damage* should be expected if the peak surface accelerations are less than 0.2 g and peak particle velocity less than 20 cm/s ;
- *Minor damage* should be experienced between 0.2 and 0.4 g, respectively 20 cm/s and 40 cm/s ;
- *Damage* should be forecast if peak surface accelerations are higher than 0.5 g and peak particle velocity higher than 90 cm/s.

Fig. 7

Relationships between damage level and ground motion parameters
Relations entre le niveau des dégâts et les paramètres du mouvement du sol

| | |
|---|--|
| <p>A) Calculated peak surface accelerations and associated damage observations for earthquakes (Owen and Sholl, 1981).</p> <p>B) Calculated peak particle velocities and associated damage observations for earthquakes (Owen and Sholl, 1981).</p> <p>1) Damage region 2) Minor damage region 3) No damage region 4) Ordinal number of case in Appendix C (Owen and Sholl, 1981) 5) Peak acceleration at surface (g) 6) No damage 7) Minor damage, due to shaking 8) Damage from shaking 9) Near portal 10) Shallow cover 11) Peak particle velocity at surface (cm/s)</p> | <p>A) <i>Accélérations de pointe en surface calculées et observations des dégâts associés aux séismes (Owen et Sholl, 1981).</i></p> <p>B) <i>Vitesses de pointe de particule calculées et observations des dégâts associés aux séismes (Owen et Sholl, 1981).</i></p> <p>1) <i>Zone de dégâts</i> 2) <i>Zone de faibles dégâts</i> 3) <i>Zone sans dégât</i> 4) <i>Nombre ordinal du cas en Annexe C (Owen et Sholl, 1981)</i> 5) <i>Accélération de pointe en surface (g)</i> 6) <i>Sans dégât</i> 7) <i>Faibles dégâts dus aux secousses</i> 8) <i>Dégâts dus aux secousses</i> 9) <i>Près de l'entrée</i> 10) <i>Couverture peu profonde</i> 11) <i>Vitesse de pointe de particule en surface (cm/s)</i></p> |
|---|--|

3.2. SEISMIC ANALYSIS

3.2.1. Transient hydrodynamic pressure

High transient hydrodynamic pressures can be generated by earthquake shaking in water conduits. They can be developed, several times larger than the hydrostatic pressure. Surge tanks are frequently used to protect the upstream part of the conduit. For such systems like the turbine penstocks there is little need for analysis of hydrodynamic pressures due to earthquake. However, in cases of conduits do not have surge tanks or other openings which would damp the transient pressures, the analysis of hydrodynamic pressures is of interest for the proper design approach.

The transient hydrodynamic pressures are evaluated by the discrete Fourier transform technique (Kojic and Trifunac, 1988). The hydrodynamic pressure can be

hydrodynamique peut être facilement estimée pour l'eau incompressible, mais est mieux définie pour l'eau linéairement compressible et visqueuse. L'analyse indique que l'eau dans le conduit développe une pression hydrodynamique qui est proportionnelle à la longueur des sections rectilignes et à l'accélération appliquée (Zienkiewicz, 1963). Certaines données montrent que, même pour des séismes modérés, la pression hydrodynamique peut être plusieurs fois plus forte que la pression hydrostatique et qu'une cavitation peut se produire.

3.2.2. Tuyaux et conduites forcées

Si les dégâts induits par un séisme ne risquent pas d'entraîner une lâchure incontrôlable d'eau de la retenue, l'application des critères de conception sismique de l'« Uniform Building Code (UBC) » est considérée comme appropriée. Le coefficient R_w peut être ajusté vers le haut ou vers le bas en fonction du type de conduit et des conditions de support, de l'amortissement prévu, et du degré de ductilité disponible dans le système. Ces critères seront considérés comme le niveau minimal acceptable pour la conception sismique, et peuvent être ajustés vers le haut par le maître d'ouvrage, en fonction de la valeur économique de l'ouvrage et du niveau de fiabilité fonctionnelle souhaité. Les combinaisons de charges, les méthodes de projet et les contraintes admissibles sont décrites dans le sous-chapitre 1.3.6.

3.3. CONSIDÉRATIONS RELATIVES À LA CONCEPTION

3.3.1. Tuyaux et conduites forcées

Les tuyaux sont des conduits sous pression, généralement en acier ou en béton. Les conduites forcées sont des conduits sous pression en acier, dont l'emplacement dépend de leur fonction ; elles peuvent être situées sous le barrage, enterrées dans la fondation, ou situées à l'extrémité d'une longue galerie de force motrice, ou à l'intérieur d'une galerie, ou même à travers le barrage. Bien que le support de fondation soit un élément primordial, les conditions d'interface entre les divers systèmes de support, à savoir la roche, le sol, le béton ou l'enrobage, sont des caractéristiques particulièrement importantes vis-à-vis de la réponse dynamique et des déplacements du conduit au cours d'un séisme.

Dans toute la mesure du possible, le tuyau ou la conduite forcée, y compris les supports et les massifs d'ancrage, seront fondés sur une roche ou un sol de qualité convenable, ou sur un sol stabilisé capable de réduire les mouvements et tassements différentiels dus aux secousses sismiques. Les conduites forcées ne doivent pas être fondées sur des sols non cohérents, de faible densité, qui sont sujets à une liquéfaction ou à des niveaux élevés de déformations susceptibles de causer des dégâts, même au cours de séismes modérés. Si des failles ou d'autres zones de faible résistance mécanique ne peuvent être évitées, il y aura lieu d'adopter, au cours du projet, des dispositions permettant une adaptation aux déplacements et mouvements différentiels. Des conduits qui reposent sur des socles en béton armé, sans entrave, ont une capacité suffisante pour résister aux charges sismiques latérales, mais peuvent facilement rouler sur leurs supports et subir des dégâts s'ils ne sont pas convenablement fixés à ces supports.

easily derived for incompressible water but is better described for linearly compressible and viscous water. The analysis indicates that the water in the pipe develops a dynamic pressure which is proportional to the length of long straight sections and to the input acceleration (Zienkiewicz, 1963). Some data show that, even for moderate earthquakes, hydrodynamic pressures can exceed the hydrostatic pressure several times and cavitation may occur.

3.2.2. Pipelines and penstocks

If seismically induced damage poses no risk of uncontrolled release of water from the reservoir, application of the Uniform Building Code (UBC) seismic design criteria is regarded as adequate. The R_w coefficient may be adjusted upward or downward depending on the type of conduit and support conditions, the expected damping, and the amount of ductility available in the system. These criteria should be considered as the minimum acceptable level of seismic design, and can be adjusted upward by the Owner, depending upon the economic value of the facility or its desirable level of functional reliability. Load combination, design methods and allowable stresses are described in section 1.3.6.

3.3. DESIGN CONSIDERATIONS

3.3.1. Pipelines and penstocks

Pipelines are pressurised conduits, generally of steel or concrete. Penstocks are pressurised steel conduits whose location is dependent upon its function, but could be beneath the dam, either encased within the foundation, or at the end of a long power tunnel, or within a tunnel, or even through the dam itself. Although foundation support is primary, the interface conditions between the various support systems, namely rock, soil, concrete, or encasement, are particularly significant to the dynamic response and displacement of the conduit during earthquakes.

Wherever possible, the pipeline or penstock, including supports and anchor blocks, should be founded on suitable rock, or soil, or stabilised soil which is capable of minimising differential movement and settlement due to earthquake shaking. Penstocks should not be founded on low density, non-cohesive soils that are subject to liquefaction or high levels of strain that could cause damage even during a moderate earthquake. If such as faults or other structural weaknesses cannot be avoided, then design details should be utilised which can accommodate displacement and differential movement. Conduits that are supported on reinforced concrete pedestals without being restrained, have sufficient capacity to resist the lateral earthquake loads, but could easily roll on their supports and become damaged if they are not adequately fastened to its support system.

La possibilité de déplacement et de balancement de tuyaux au cours d'un fort séisme doit être examinée. Des déplacements permanents se produiront plus vraisemblablement sur des sols de fondation et se traduiront par des tassements ou soulèvements différentiels de la fondation. Compte tenu de ces effets et en vue d'empêcher une rupture des tuyaux/conduites forcées, une flexibilité et une articulation doivent être prévues dans les zones où des déplacements différentiels sont possibles. L'articulation doit permettre un mouvement de rotation, de même que d'autres déplacements associés aux conditions du sol, entre les ouvrages et les tuyaux/conduites forcées. En outre, si des fuites importantes résultent d'un mouvement excessif de l'élément articulé, celles-ci seront canalisées au moyen d'un conduit et évacuées loin des ouvrages ou du matériel critiques.

Lorsque d'importantes déformations sont prévues, des conduits en acier soudé sont préférables à des conduits en acier riveté ou en béton, qui sont plus vulnérables, en particulier aux joints et aux raccords.

3.3.2. Galeries

Suivant leurs fonctions, les galeries peuvent être en charge ou à écoulement libre et, dans certains cas, peuvent même être « sèches », comme, par exemple, les galeries d'accès à des cavernes souterraines d'aménagement, telles qu'une usine ou une chambre des vannes. Le choix du site et l'emplacement d'une galerie ou des galeries jouent un rôle important, étant donné que beaucoup de galeries sont au-dessous ou près d'ouvrages critiques, tels qu'un barrage, un évacuateur de crue ou une usine. L'étude d'une galerie, dans le domaine statique ou le domaine dynamique, est très fortement influencée par les conditions géologiques et tectoniques du site. L'histoire et les phénomènes tectoniques auront une forte influence sur l'orientation, la forme et le projet structural de la galerie. Les éléments liés à la conception sismique dépendent beaucoup du milieu tectonique en termes de contraintes in situ et de caractéristiques des failles. En fonction de l'utilisation de la galerie, ainsi que des conditions géologiques, structurales et hydrauliques, une galerie peut être revêtue ou non revêtue. Les considérations relatives à la conception sismique des galeries sont habituellement minimales, étant donné que les galeries sont généralement situées en profondeur où elles ne sont pas soumises aux effets amplificateurs des conditions proches de la surface. Cependant, une attention particulière doit être portée sur les entrées des galeries. Ces entrées étant situées en surface, elles sont en général implantées dans une roche de faible résistance, subissent des réflexions d'ondes de surface, et sont exposées à des obstructions par des chutes de blocs rocheux et des glissements de terrain induits par les séismes. La plupart des dégâts enregistrés sur des galeries ont affecté leurs entrées.

Lors des études de projet, une attention spéciale doit être portée sur les traversées de zones de faible résistance, de failles, de failles actives, ainsi que sur les entrées, où des revêtements en béton fortement armé ou en acier peuvent être nécessaires. Pour les galeries situées dans une roche de qualité satisfaisante, les considérations relatives à la conception sismique sont minimales. Seules la présence de failles de caractéristiques dangereuses ou des traversées de failles actives nécessitent une conception spéciale. Dans de telles zones, on doit prévoir un revêtement en acier de la galerie localement en vue de s'adapter aux mouvements et

The potential for displacement and rocking of pipelines during a major earthquake must be considered. Permanent displacements are more likely to occur on soil foundations, and their effects may be compounded by differential foundation settlement or heave. To consider these effects and preclude rupture of pipelines/penstocks, flexibility and articulation must be provided where differential displacement is considered a possibility. The articulation should allow for rotational movement, as well as other displacements related to ground conditions, to occur between structures and the pipelines/penstocks. In addition, should major leakage result from an excessive amount of movement of the articulated segment, the leakage should be directed and conveyed through a watertight conduit or gallery, and discharged away from critical structures or equipment.

Where large deformations are expected, welded steel conduits are preferred to riveted steel or concrete, which are more vulnerable especially at joints and connections.

3.3.2. Tunnels

Depending upon their function, tunnels can be either pressurised or non-pressurised and in some cases can even be dry, for example, access tunnels to the project's underground chambers, such as a powerhouse or a valve chamber. Site selection and location of a tunnel or tunnels play a significant role since many tunnels are beneath or near critical structures such as the dam, spillway, or powerhouse. The design of a tunnel, whether static or dynamic design, is most seriously influenced by the geologic and tectonic conditions at the site. Tectonic history and features will strongly influence the tunnel orientation, shape and structural design. The earthquake design features are strongly dependent upon the tectonic environment in terms of in-situ stresses and fault features. Based upon the use of the tunnel, as well as on geologic, structural and hydraulic conditions, a tunnel can be lined or unlined. Earthquake design considerations for tunnels are usually minimum since tunnels are normally constructed at depth, where they are not subject to the amplifying effects of near-surface conditions or geometry. Particular attention, however, must be given to the tunnel portals. Since portals are surface features, they are situated usually in weak rock, experience various surface wave reflections, and are exposed to blockage by earthquake-induced rock falls and landslides. Most cases of historic earthquake damage to tunnel systems have been at tunnel portals.

Calling for special design care are weak zones, faults, active fault crossings, and portals, where heavily reinforced concrete or steel lining may need to be utilised. Earthquake design considerations for tunnels in competent rock are quite minimal. Only in the presence of adverse fault features or at active fault crossings would special design be necessary. In those types of areas, it is necessary to consider steel lining of the tunnel locally in order to accommodate the movements, and not lose the functional use of the tunnel until permanent repair can be made. At major, active fault crossings, large chambers with surface access may be provided to contain

de ne pas perdre l'utilisation de la galerie jusqu'à la réparation définitive. Dans le cas de traversées de failles actives importantes, de grandes chambres avec accès depuis la surface peuvent être prévues pour contenir et articuler le conduit en charge relié à la galerie aux deux extrémités de la chambre.

3.3.3. Vannes

3.3.3.1. Vannes de contrôle des ouvrages de tête et des prises d'eau

La conception doit tenir compte du mouvement amplifié et des interfaces avec la fondation ou d'autres supports, que ce soit dans le cas d'un barrage en béton ou d'un barrage en remblai, ainsi que des connexions électriques et mécaniques. Les interfaces entre la fondation et le matériel d'équipement, de même qu'entre les divers éléments du matériel d'équipement électrique ou mécanique, doivent permettre des mouvements différentiels sous l'action des secousses sismiques. Le matériel doit rester en bon état de fonctionnement, même si quelques déformations résiduelles permanentes se sont produites sous l'action du séisme. En d'autres termes, les vannes ne doivent pas se coincer sous l'effet d'un mouvement des guides de la vanne ou du mur support, ou sous l'effet d'un faible mouvement de la fondation ou du support du matériel de commande. Par exemple, pour garantir le bon fonctionnement d'une vanne, on peut prévoir des guides ou des appuis supplémentaires pour assurer plus de support et réduire la déformation de la vanne. Les sources d'énergie de secours et les tableaux de contrôle doivent être parfaitement fixés aux fondations et/ou aux murs qui résisteront aux séismes de projet.

3.3.3.2. Contrôle des galeries et des conduites forcées sous forte pression

Dans les zones de forte séismicité, il est prudent d'avoir une vanne de contrôle, à l'extrémité supérieure d'une galerie ou d'une conduite forcée sous forte pression, avec fermeture automatique pour un niveau prédéterminé de secousse du sol ou de déplacement du conduit proprement dit. Ce type de contrôle automatique est destiné à couper l'écoulement dans les conditions prédéterminées de secousse ou de déplacement résultant d'un séisme, et réduit donc les effets désastreux d'inondation et d'érosion.

Des dispositifs de détection sont recommandés sur la conduite forcée ou ses supports, ou à l'entrée d'une galerie stable, lorsqu'un raccordement conduite forcée-galerie peut être le siège de déplacements différentiels au cours de secousses du sol. De tels dispositifs de détection déclencheront un signal pour un seuil prédéterminé, entraînant la fermeture d'une vanne proche et empêchant ainsi une lâchure incontrôlable d'eau. La seule préoccupation associée à un tel système est que la rupture peut prendre quelque temps à se développer, un volume d'eau important pouvant être évacué et causer des dégâts à l'aval avant que la fermeture de la vanne se fasse.

Les dispositifs de détection peuvent être connectés au mécanisme de commande d'une vanne proche, le long du conduit, ou même être connectés aux vannes de fermeture des ouvrages de tête ou de prise d'eau, décrits dans le sous-chapitre 3.3.3.1. Il faut souligner que tout système mentionné ci-dessus doit

and articulate pressures conduit that connects to the tunnel at both ends of the access chamber.

3.3.3. Gates and valves

3.3.3.1. Headworks and intake control gates

The design must consider the amplified motion and should also incorporate the interfaces with the foundation or other support, whether they be on an earthfill or concrete dam, and the electrical and mechanical connections. Thus, the interfaces between foundation and equipment, as well as among various pieces of electrical or mechanical equipment, must allow for differential movement due to seismic shaking. Such equipment must be functional, even if a certain amount of residual, permanent deformation has occurred as a result of the earthquake. In other words, gates must not jam due to movement of the gate guides or support wall or due to a small movement of the foundation or operator support. An example of ensuring gate operation might be to provide additional gate stem guides or bearings to provide more support and minimise deflection of a long gate stem. Emergency power sources and control panels must also be securely fastened to foundations and/or walls that will survive the design earthquakes.

3.3.3.2. High pressure penstock and tunnel control

In highly seismic areas, it is prudent to have some type of automatic closure control of gate or valve control at the upper end of high pressure penstocks and tunnels that is activated at a predetermined level of ground shaking or displacement of the conduit itself. That type of automated control is provided to shut off the flow of water under the preset shaking or displacement conditions associated with an earthquake, and thereby reduces the disastrous effects of flooding and washout.

Sensing devices are recommended on the penstock or its supports, or at a stable tunnel portal, where a penstock-tunnel interface may experience differential displacements during ground shaking. Such sensing devices would trigger a signal at a predetermined threshold level, and would close a nearby valve to prevent the uncontrolled release of water. The only concern with such a system is that the failure may take some time to develop, and a considerable volume of water may be discharged causing damage downstream, before the valve closure is activated.

This sensing devices described above could be connected to the actuator of a nearby valve along the conduit, or even be connected to the headworks or intake closure gates described in Section 3.3.3.1. It must be emphasised that any and all of the systems described must function both mechanically and electrically to be

fonctionner mécaniquement et également électriquement pour être efficace et, par conséquent, l'ensemble du système, incluant les circuits de contrôle de signal, doit avoir une qualification sismique pour le niveau de secousse sismique prévu.

3.3.3.3. *Vannes des ouvrages d'évacuation aval*

Ces vannes sont situées à l'extrémité aval du système hydraulique, et sont particulièrement critiques puisque ces vannes contrôlent et maintiennent en pression les conduits amont provenant de la retenue. Généralement un système redondant est adopté, tel qu'une vanne de garde pour assurer la maintenance et la sécurité de la vanne de réglage du débit. Lorsqu'elles sont situées à l'extrémité des conduits (par exemple, galeries ou vidanges de fond), les vannes sont exposées aux forces hydrodynamiques résultant des sollicitations sismiques à l'intérieur du système hydraulique (Zienkiewicz, 1963 ; Kojic et Trifunac, 1988). De telles forces peuvent être critiques, spécialement aux appuis des grandes vannes segment.

effective and, therefore, the entire system, including the signal control circuits must be seismically qualified for the degree of earthquake shaking that is anticipated.

3.3.3.3. Outlet release gates and valves

These gates or valves are located at the downstream end of the hydraulic system, and are particularly critical since the valves control and maintain the pressure on the upstream conduits from the reservoir. Normally some type of redundant system is incorporated, such as a guard valve or gate to ensure maintainability and safety of the flow control valve. When placed at the end of conduits (e.g. tunnels or bottom outlets) gates or valves are exposed to hydrodynamic forces due to seismic input into the hydraulic system (Zienkiewicz, 1963 ; Kojic and Trifunac, 1988). Such forces might be critical, especially at supports of large radial gates.

4. TOURS DE PRISE D'EAU/RESTITUTION

4.1. GÉNÉRALITÉS

Les ouvrages de prise/restitution de barrage comprennent généralement les éléments suivants : tour ou ouvrage de prise/restitution, galerie de prise/restitution, ouvrage de sortie, parfois un pont d'accès, et matériel d'équipement tel que génératrices et vannes, tuyaux et tableaux de contrôle électrique. Les évacuateurs de crue en tulipe avec des tours hautes sont structurellement identiques aux tours de prise d'eau et doivent répondre à des prescriptions comparables de conception sismique. Des éléments autres que des tours sont examinés dans le présent chapitre s'ils interviennent dans le comportement sismique des tours. Les tours existantes ou nouvelles sont si variées en dimension ou en configuration structurale qu'une méthode générale d'évaluation sismique ne peut être recommandée.

Les tours de restitution ont des hauteurs variant de 10 m à plus de 130 m. Les rayons intérieurs des puits varient de 0,75 m à plus de 5 m. Des murs de tours, d'épaisseur allant de 30 à 120 cm, ont été construits. Ce large domaine de dimensions fait que les caractéristiques vibratoires de telles structures varient de l'une à l'autre.

De nombreuses tours de prise/restitution sont soit fondées sur une base élargie ou un radier situé sur le fond de la retenue, soit profondément encastrées à travers la roche ou le sol, loin du barrage. D'autres sont enterrées dans des barrages en remblai, ou structurellement liées au parement amont de barrages en béton. Les tours enterrées dans des barrages en remblai peuvent avoir une interaction dynamique avec les matériaux avoisinants. L'eau de la retenue entoure la plupart des tours, parfois sur une hauteur importante. Il en résulte qu'elles sont sujettes à des effets d'interaction hydrodynamique. D'autres contiennent de l'eau, ce qui affecte également la réponse sismique. L'eau est parfois acheminée jusqu'à un conduit de restitution par l'intermédiaire de tuyaux internes, ce qui limite la masse d'eau à l'intérieur. Des tours de restitution auxiliaires peuvent être sans eau dans des conditions normales d'exploitation.

La géométrie apparemment simple des tours de prise/restitution est compliquée par la présence de divers ouvertures et accessoires, tels que brides, grilles, pertuis de vannes, etc. Des changements d'épaisseur du mur interviennent à divers niveaux. Parfois, il y a une interaction entre le pont d'accès à la tour et celle-ci. Des études sismiques détaillées, non publiées, effectuées sur plus d'une douzaine de tours de prise/restitution, de hauteur au-dessus du niveau de fondation allant de 13 à 78 m, indiquent des variations importantes dans la densité et les dispositions générales des aciers d'armature entre diverses conceptions. Une armature minimale, telle qu'un unique rideau de fers verticaux et circonférentiels, largement espacés, ou exceptionnellement des conceptions prudentes présentant jusqu'à cinq rangées de fers, ont été observées dans diverses tours.

Les rapports entre surface des fers verticaux et surface du béton se situent entre 0,2 % et 2 % pour ces tours, soit un coefficient de variation de 10. Cette importante

4. INTAKE/OUTLET TOWERS

4.1. GENERAL

Dam intake/outlet facilities typically comprise the following elements : intake/outlet tower or structure, intake/outlet tunnel, exit structure, an optional access bridge and equipment such as generators and valves, standpipes, pipelines and electrical control panels. Morning glory spillways with high towers are structurally similar to intake towers and must follow comparable seismic design requirements. Elements other than towers are discussed in this section if they are of significance to tower seismic performance. New or existing intake/outlet towers are so varied in dimensions and structural configuration that a generalised method of seismic evaluation cannot be recommended.

Typical outlet towers range from 10 metres to over 130 metres high. Shafts inside radii have a size range starting from 0,75 m to more than 5 metres. Towers walls from 30 to 120 cm thick have been constructed. The wide range of dimensions makes the vibrational characteristics of such structures differ from one to the other.

Many intake/outlet towers are either free-standing on an enlarged base or foundation mat placed on the reservoir bottom, or are deeply founded through bedrock or soil, away from the dam. Others are embedded within earthfill dams, or structurally tied to the upstream face of concrete dams. Towers built within embankment dams may interact dynamically with the surrounding materials. Reservoir water surrounds most towers, sometimes up to a significant height. Hence, they are subjected to hydrodynamic interaction effects. Some contain inside water, which also affects seismic response. Water is sometimes released to an outlet conduit through internal standpipes, which limit the mass of inside water. Auxiliary outlet towers may be dry under normal operation.

The apparently simple geometry of intake/outlet towers is complicated by the presence of various openings and appendages, such as thimbles, thrash-racks, gate openings, etc. Changes in wall thickness occur at various elevations. Sometimes, the access bridge that provides access to a tower will structurally interact with it. Unpublished detailed seismic studies, performed for more than a dozen of intake/outlet towers, ranging from 13 m to 78 m high above foundation level, indicate considerable variations in reinforcement steel density and layout between various designs. Minimum reinforcement such as a single curtain of widely spaced vertical and circumferential bars, or exceptionally conservative designs with up to five rows of bars, have been encountered in various towers.

The ratios of vertical steel to concrete areas ranged from 0.2 percent to 2 percent for these towers, a variation factor of about 10. This extreme variability

variabilité souligne la diversité de conception et la nécessité de considérer chaque tour de prise/restitution individuellement, en se basant sur la configuration réelle et les charges sismiques applicables.

4.2. CALCUL SISMIQUE

En fonction des caractéristiques vibratoires, et des exigences de fonctionnement et de sécurité, la méthode de calcul et la sollicitation sismique sont choisies. Des tours de restitution courtes présentant un diamètre relativement grand et une paroi de puits épaisse répondent comme des corps quasi rigides et peuvent être convenablement évaluées en utilisant des facteurs de charge sismique ; par contre, la période fondamentale d'ouvrages de grande hauteur et élancés tombe souvent dans un domaine où des amplifications spectrales maximales se produisent, ce qui rend probablement nécessaire un calcul dynamique détaillé.

4.2.1. Tours quasi rigides ou non critiques

Plusieurs concepts fondamentaux doivent être compris lorsque la méthodologie simplifiée suivante est appliquée pour estimer les charges sismiques. La formule de calcul suivante, équation [1], représente seulement des normes minimales. Le but de son application est d'éliminer les dégâts lors de séismes mineurs, de tolérer de faibles dégâts sur l'ouvrage au cours de séismes modérés et d'exclure une rupture lors de forts séismes. Il faut noter que la force latérale obtenue à partir de l'équation [1] peut être dépassée au cours d'une sollicitation même modérée, le coefficient de dépassement atteignant un multiple élevé pour des secousses sismiques sévères. Le coefficient R_w étend l'utilisation du Code UBC à des ouvrages autres que des bâtiments, mais son applicabilité au cas de tours de prise/restitution n'a pas été entièrement vérifiée. Enfin, un comportement ductile est permis dans le code, ce qui peut être inacceptable pour des tours de prise/restitution.

Pour des tours non critiques ou des tours qui n'amplifient pas de manière significative le mouvement du sol (fréquence fondamentale égale ou supérieure à 33 Hz), il peut être suffisant de vérifier la première période de vibration de la structure et de calculer les forces sismiques au moyen de formules empiriques. Jusqu'à ces dernières années, l'utilisation de la méthode du coefficient sismique fut la méthode de calcul de longue date pour les tours de prise/restitution (Maklar et Jones, 1982). Dans l'application moderne de cette méthode, la force totale V (cisaillement à la base) est déterminée par la formule UBC :

$$V = \frac{ZICW}{R_w} \quad [1]$$

où Z est liée à la magnitude du séisme, I est le facteur d'importance, C un coefficient numérique qui dépend des conditions géologiques locales et de la période fondamentale estimée de la structure, W la charge sismique totale (poids propre, plus parties applicables d'autres charges, telles que charge vive et poids total du matériel d'équipement), et R_w un facteur caractérisant l'installation. Pour des tours de prise/restitution non critiques, qui sont identiques à des cheminées, un coefficient

underscores the diversity of design encountered and the need to consider each intake/outlet tower individually, based on actual configuration and applicable seismic loads.

4.2. SEISMIC ANALYSIS

Depending on these vibrational characteristics, and on operational and safety requirements, method of analysis and seismic event are selected : short outlet towers with a relatively wide diameter and thick shaft wall respond as quasi-rigid bodies, and can be conveniently evaluated using seismic load factors ; but the fundamental period of tall and slender structures often falls within a range where maximum spectral amplifications occur, which makes detailed dynamic analysis a probable requirement.

4.2.1. Quasi-rigid or non-critical towers

Several fundamental concepts must be understood when the following simplified methodology is implemented to estimate seismic loads. The following code formula, equation [1], only represents minimum standards. The intention of its application is to eliminate damage from minor earthquakes, to allow minor structural damage during moderate earthquake and no collapse during major earthquakes. Note that the lateral force provided by equation [1] can be exceeded during even a moderate event and by a factor up to several times under severe earthquake shaking. The R_w factor extends the use of the UBC Code to structures other than buildings, but its applicability in the case of intake/outlet towers has not been fully verified. Finally, ductile behaviour is permitted in the code that may not be acceptable for intake/outlet towers.

For non-critical towers or for towers that will not significantly amplify ground motion (fundamental frequency of 33 hertz or greater), it may be sufficient to check the first vibration period of the structure and calculate earthquake forces through empirical formulas. Until recent years, the use of the seismic coefficient method was the long-standing analysis procedure for intake/outlet towers (Maklar and Jones, 1982). In the modern application of this procedure, the total force V (base shear) is determined by the UBC formula :

$$V = \frac{ZICW}{R_w} \quad [1]$$

where Z is linked to the magnitude of the earthquake, I the Importance Factor, C is a numerical coefficient that depends on the local geologic conditions and estimated fundamental period of the structure, W is the total seismic load (dead load plus applicable portions of other loads, such as live load and total weight of equipment) and R_w is a factor characterising the facility. For non-critical intake/outlet towers, which are similar to chimneys and stacks, an R_w factor equal to 4 is recommended.

R_w égal à 4 est recommandé. (Le maître d'ouvrage ou le maître d'œuvre du barrage peut envisager l'adoption d'un facteur d'importance supérieur à 1, par exemple 1,5 ou 1,25, si la tour est critique et essentielle à l'exploitation de la retenue).

Le coefficient C est un coefficient dépendant du site – et de la période – obtenu par la formule :

$$C = 1,25 S / T^{2/3} \quad [2]$$

où S est un coefficient de site (variant de 1,0 à 2,0) et T la période fondamentale en secondes.

La période fondamentale d'une tour de prise/restitution, sans interaction avec la retenue, peut être estimée approximativement à partir d'une formule utilisée pour l'évaluation de la fréquence fondamentale f_t (Hz) de cheminées de diamètre constant, d'épaisseur uniforme et de base fixe :

$$\frac{1}{T} = f_t = \frac{D}{5H^2} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad [3]$$

où D est le diamètre du puits (m), E le module d'élasticité du béton (Pa), H la hauteur (m) de la tour au-dessus du niveau de fondation et ρ la masse volumique du béton plus la masse ajoutée tenant compte de la présence d'eau autour de la tour. Pour des puits d'épaisseur variable et de fût uniforme, H peut être remplacée par une hauteur équivalente H_e obtenue à partir de la formule suivante :

$$H_e = H \left[\frac{2D_t}{D_t + D_b} \right] 0,9 \quad [4]$$

où D_t et D_b représentent respectivement les diamètres du sommet et du fond de la tour.

Cette approximation ne couvre pas l'influence des masses concentrées présentes sur le sommet de la tour ; d'autres calculs seront appliqués dans de tels cas.

Il n'existe pas de formule simple donnant un poids unitaire équivalent W_s pour la tour, tenant compte des effets hydrodynamiques de l'eau interne et externe. Des calculs détaillés de coefficients de masse ajoutée ont été effectués dans des calculs de réponse de tours de restitution, par la méthode des éléments finis (Bureau, 1985 et 1986) ; les résultats indiquent que les incréments de masse à prendre en compte pour les calculs de fréquence de tours immergées varient de 40 à 70 % de la masse du volume d'eau virtuel situé à l'intérieur du périmètre externe de tours relativement courtes et larges ($H/D = 2$ à 3), et de 85 à 95 % dans le cas de tours hautes et élancées ($H/D = 8$ ou plus). Des estimations raisonnables de la contribution (en pourcentage) de l'eau externe au poids unitaire équivalent du puits, W_s , peuvent être effectuées par interpolation entre ces valeurs extrêmes. L'eau interne, le cas échéant, sera également incluse dans W_s . Du fait des rapports élevés entre la hauteur totale et le diamètre interne, caractérisant habituellement les tours de prise/restitution, une contribution de 100 % de l'eau interne peut être adoptée dans les calculs du poids unitaire équivalent.

Le moyen le plus simple de calculer une tour de prise/restitution est de suivre des procédures telles que celles indiquées pour des tours et des cheminées par le Code du « Structural Engineers Association of California » (SEAOC). Dans cette méthode, le cisaillement total à la base de la structure (équation [1]) est réparti sur

(The dam owner or engineer may consider using an importance factor greater than one, e.g., 1.5 or 1.25, if the tower is critical and is essential to reservoir operations).

The coefficient C is a site – and period – dependent factor provided by the formula :

$$C = 1.25 S/ T^{2/3} \quad [2]$$

where S is a site coefficient (ranges from 1.0 to 2.0) and T is the fundamental period in seconds.

The fundamental period of an intake/outlet tower, without reservoir interaction, can be approximated from a formula provided for the fundamental frequency f_1 (Hz) of chimneys with constant diameter, uniform thickness and fixed base :

$$\frac{1}{T} = f_1 = \frac{D}{5H^2} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad [3]$$

where D is the diameter of the shaft (m), E the modulus of elasticity of concrete (Pa), H the height (m) of the tower above foundation and ρ includes the mass density of concrete, plus the added mass accounting for the presence of water around the tower. For intake/outlet shafts of variable thickness and uniform taper, H may be replaced with an equivalent height, H_e taken as :

$$H_e = H \left[\frac{2D_t}{D_t + D_b} \right] 0.9 \quad [4]$$

where D_t and D_b represent the top and bottom diameters of the tower, respectively.

This approximation does not cover the influence of concentrated masses present on top of tower ; further analyses should be applied in such cases.

There is no simple formula providing an equivalent unit weight W_s of the shaft that accounts for hydrodynamic effects of the interior and exterior water. On the basis of detailed calculations of added mass coefficients performed in finite element response analyses of outlet towers (Bureau, 1985 and 1986), the mass increments to be included for frequency calculations of submerged towers range from 40 to 70 percent of the mass of the virtual water volume located within the exterior perimeter of the relatively short and wide towers ($H/D = 2$ to 3) to between 80 and 95 percent in the case of tall and slender structures ($H/D = 8$ or more). Reasonable estimates of the exterior water percentage contribution to the equivalent unit weight of the shaft, W_s , can be made by interpolating between these extremes. Internal water, if any, should also be included in W_s . Because of the large ratios of total height to inside diameter usually encountered in intake/outlet towers, a 100 percent contribution of the interior water can be included in equivalent unit weight calculations.

The simplest way to analyse an intake/outlet tower is to follow procedures such as those outlined for towers and chimneys by the Structural Engineers Association of California (SEAOC) Code. In that method, the total base shear of the structure (Equation [1]) is distributed over the height of the tower in a manner that

la hauteur de la tour de manière à représenter approximativement les effets dynamiques d'amplification. Bien que la méthode s'applique à des ouvrages non entourés d'eau, des effets hydrodynamiques peuvent être inclus en utilisant les concepts de masse ajoutée examinés précédemment. En raison des limitations du Code inhérentes à la définition des charges sismiques au moyen de coefficients de zonage, cette méthode simplifiée n'est pas recommandée pour les tours de prise/restitution situées dans des zones de forte séismicité.

4.2.2. Tours flexibles ou critiques

Des spectres horizontaux sont spécifiés dans deux directions de chargement ; en général, ce sont les plus critiques pour la tour. Il convient généralement d'estimer le spectre de réponse pour la composante secondaire du mouvement horizontal à une valeur de l'ordre de 80 % du spectre correspondant à la composante principale, la graduation étant effectuée uniformément sur tout le domaine des fréquences. Un spectre de réponse vertical est généralement estimé à une valeur de l'ordre des 2/3 du spectre horizontal maximal. La graduation pour la composante verticale peut être en amplitudes seulement, ou parfois en amplitudes et en fréquences. Des valeurs d'amortissement visqueux de 3 à 5 % pour le SBE (Séisme de Base d'Exploitation) et de 5 à 10 % pour le SMD (Séisme Maximal de Dimensionnement) sont appropriées pour les calculs de la réponse d'une tour.

La réponse sismique d'une tour de prise/restitution est influencée par les effets d'interaction hydrodynamique, par le poids du matériel d'équipement et, occasionnellement, par l'interaction sol-ouvrage (ISO) dans le cas d'un remblai ou d'un sol de fondation, ou par l'interaction ouvrage – ouvrage dans le cas d'un pont d'accès. Un modèle mathématique, constitué d'éléments – poutres flexibles tridimensionnels et de masses globales, est le moyen le plus simple de représenter convenablement les caractéristiques vibratoires de la plupart des tours (Fig. 8). Des logiciels de calcul existant sur le marché (par exemple, groupe SAP, ANSYS, STAAD III, STRUDL, NASTRAN, etc.) peuvent être utilisés à cet effet. La géométrie du modèle et les propriétés des éléments doivent tenir compte des ouvertures existant dans le puits. Seuls les premiers modes de vibration contribuent, de façon significative, à la réponse dynamique de tours, et une vingtaine de joints (nœuds), ou moins, suffisent généralement à représenter convenablement la structure. Des coefficients de masse ajoutée, tels ceux définis par (Chopra et Liaw, 1975) pour des tours circulaires, peuvent être utilisés pour une évaluation approchée des effets d'interaction hydrodynamique. Si une représentation plus rigoureuse des effets hydrodynamiques est souhaitée, comme dans le cas de tours non circulaires, la méthodologie de (Goyal et Chopra, 1989) peut être adoptée. Cette dernière est particulièrement utile dans le cas de tours de section rectangulaire ou elliptique, ces auteurs ayant établi des coefficients normalisés de masse ajoutée pour une grande variété de formes transversales.

La réponse de la tour est d'abord calculée en utilisant les spectres de réponse élastique et les propriétés des sections. Les charges de cisaillement et de moment induites sont comparées à la capacité globale (état sans fissuration) du béton de la tour. La méthode de la racine carrée de la somme des carrés convient pour la combinaison des composantes multidirectionnelles de chargement. Si la capacité dans l'état sans fissuration n'est pas dépassée, l'analyse peut ne pas être nécessaire.

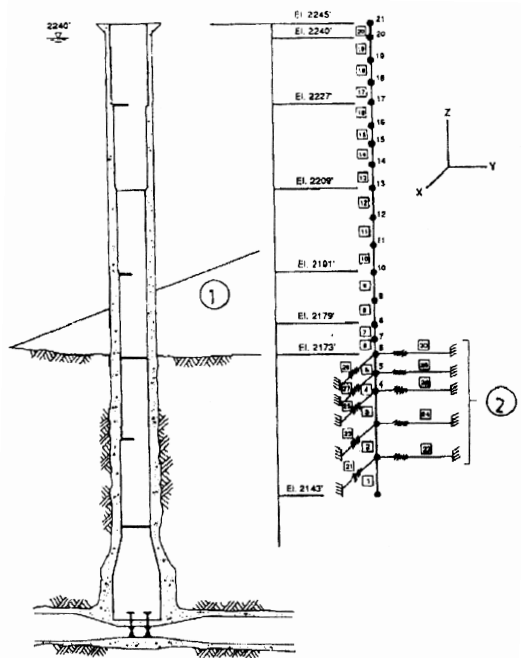
approximates dynamic amplification effects. Although the method applies to free-standing structures not surrounded by water, hydrodynamic effects can be included by using the added mass concepts discussed in the previous section. Because of Code limitations inherent in the definition of seismic loads through zoning coefficients, this simplified method is not recommended for intake/outlet towers located in zones with high level of seismicity.

4.2.2. Flexible or critical towers

Horizontal spectra are specified in two directions of loading ; typically they are those found to be the most critical to the tower. It is generally appropriate to take the response spectrum for the secondary component of horizontal motion as 80 percent of the primary component spectrum, as the scaling is being performed uniformly over the whole range of frequencies. A vertical response spectrum is generally specified as 2/3 of the maximum horizontal spectrum. Scaling for the vertical component may be in amplitudes only, or sometimes both in amplitudes and frequencies. Viscous damping ratios of 3 to 5 percent for the OBE, and between 5 and 10 percent for the MCE, are appropriate for tower response calculations.

The seismic response of an intake/outlet tower is influenced by hydro-dynamic interaction effects, by the weight of its equipment and, occasionally, by soil-structure interaction (SSI) with an embankment or a soil foundation, or by structure-to-structure interaction with the access bridge, if any is present. A mathematical model, consisting of flexible three-dimensional beam elements and lumped masses (stick model), is the simplest way to represent the vibrational characteristics of most towers adequately (Fig. 8). Commercial structural analysis computer programs (e.g., SAP family, ANSYS, STAAD III, STRUDL, NASTRAN, etc..) can be used for this purpose. Model geometry and element properties must account for shaft openings. Only the first few modes of vibration significantly contribute to dynamic response of towers and twenty joints (nodal points) or less are generally sufficient to represent the structure adequately. Added mass coefficients, as defined by (Chopra and Liaw, 1975) for circular towers, can be used to approximate hydrodynamic interaction effects. If a more rigorous representation of hydrodynamic effects is desired, as in the case of non-circular towers, the methodology of (Goyal and Chopra, 1989) can be used. The latter is particularly useful in the case of towers with rectangular or elliptical sections, since these authors developed normalised added mass coefficients for a wide variety of cross-sectional shapes.

Tower response is first calculated using elastic response spectra and section properties. Induced shear and moment loads are compared to the gross (uncracked) capacity of the tower concrete. The Square-Root-of-the-Sum-of-the-Squares (SRSS) method is appropriate to combine multidirectional loading components. If the uncracked capacity is not exceeded, the analysis may not be needed.



Si la capacité globale de la tour est dépassée, le béton se fissurera sous l'effet des charges sismiques. La plupart des forces et mouvements induits sont transférés aux aciers d'armature après fissuration. La fissuration réduit la rigidité de la tour et allonge les périodes de ses principaux modes de vibration. Cela affecte les charges sismiques qui peuvent augmenter ou diminuer suivant la situation initiale des périodes de vibration « sans fissuration ». La capacité limite (avec fissuration) des sections surchargées de la tour doit être calculée, en adoptant, par exemple, les principes décrits dans le document de l'ACI (American Concrete Institute), « Building Codes Requirements for Reinforced Concrete », Norme 318. Sont incluses les contributions provenant des zones de béton comprimées et des aciers d'armature horizontaux (cisaillement) et verticaux (flexion). Dans le calcul de la capacité limite à la flexion, les charges axiales doivent être réduites par les charges sismiques verticales appliquées vers le haut.

On admet que les éléments du puits les plus surchargés se fissurent en premier, et la réponse de la tour est réévaluée. Si un excès de contrainte se manifeste au delà de la zone initiale fissurée, la fissuration se développera le long du puits vers le haut et vers le bas. Cela peut être simulé de façon approchée par la méthode de l'équivalent linéaire, où des modules et moments d'inertie réduits sont itérativement substitués aux moments élastiques d'inertie, jusqu'à ce que la progression de la fissuration soit arrêtée.

Si une ductilité suffisante est disponible, un moment élasto-plastique idéalisé peut être développé pour le puits de la tour, comme cela sera effectué pour les éléments en béton armé, et les calculs d'inertie effective peuvent être évités. Il est prudent, cependant, de limiter le facteur de ductilité cumulée à 2 en flexion et également en compression. Cette recommandation est en accord avec la limite

Fig. 8
Tower and foundation model
Modèle de tour et de fondation

- 1) Dam upstream toe
- 2) Embedment

- 1) *Pied amont du barrage*
- 2) *Encastrement*

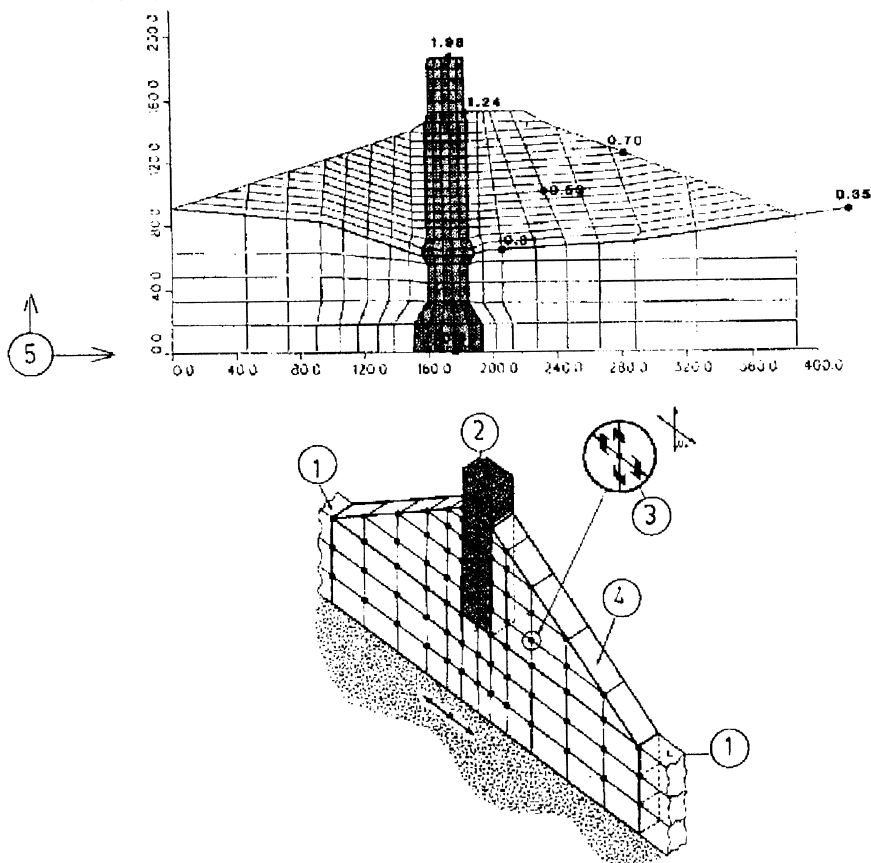
If the gross capacity of the tower is exceeded, concrete will crack as a result of seismic loads. Most of the induced forces and moments are transferred to the steel reinforcement after occurrence of cracking. Cracking reduces the stiffness of the tower and lengthens the periods of its principal modes of vibration. This, in turn, affects the earthquake loads which may increase or decrease, depending on what the initial uncracked periods of vibration were. The ultimate (cracked) capacity of overstressed tower sections must be calculated, such as by using the principles described in ACI Standard 318, “ Building Codes Requirements for Reinforced Concrete ”. Included are the contribution from concrete areas loaded in compression and horizontal (shear) and vertical (bending) steel reinforcement. In the calculation of the ultimate bending capacity, axial loads must be reduced by the applicable upward vertical seismic loads.

The most overstressed shaft element(s) are assumed to crack first, and tower response is re-evaluated. If excessive stress occurs beyond the initial cracked zone, cracking will propagate upward or downward along the shaft. This can be approximately simulated in an “ equivalent-linear ” approach, where reduced moduli and moments of inertias are iteratively substituted to elastic moments of inertia, until further cracking is inhibited.

Alternatively, if sufficient ductility is available, idealised elastic-plastic moment versus rotation curves can be developed for the tower shaft, as would be done for reinforced concrete members, and calculations of effective inertia may be avoided. It is prudent, however, to limit the cumulative ductility factor to 2 in both bending and compression. This recommendation is consistent with the estimated limit of 2

estimée de 2 pour les facteurs de ductilité en déplacement latéral des tours de restitution (Chopra, 1975). Pour des tours susceptibles d'être sévèrement endommagées sous l'effet de charges sismiques, des calculs non linéaires dans le domaine du temps peuvent être préférables.

Des mesures in situ de vibrations forcées sur des tours de prise/restitution encastrées dans la roche ont montré que ces tours vibraient autour de points apparents de fixité, à plus de 6 m au-dessous du niveau du sol. Aussi, les fréquences de vibration de tours encastrées à l'intérieur de la roche sont-elles inférieures aux valeurs calculées en supposant un encastrement au niveau de la fondation. Une profondeur significative de roche de fondation (au moins 10 m) doit être incluse dans le modèle de calcul. Des procédures se limitant à prendre en compte seulement la partie libre des tours de prise/restitution ne sont pas correctes. Une représentation plus rigoureuse de la fondation rocheuse consiste à utiliser des éléments finis plans ou de volume, le long des éléments-poutres, représentant la partie encastrée de la tour. Étant donné que la tour et la fondation sont raccordées seulement aux joints communs du modèle, une analyse plus finie sur modèle peut être nécessaire au-dessous du niveau du sol. Le concept de limite « dans le champ libre non équilibré » (Bureau et Udaka, 1982) peut, cependant, être utilisé pour représenter approximativement la dissymétrie et la nature tridimensionnelle du problème (Fig. 9).



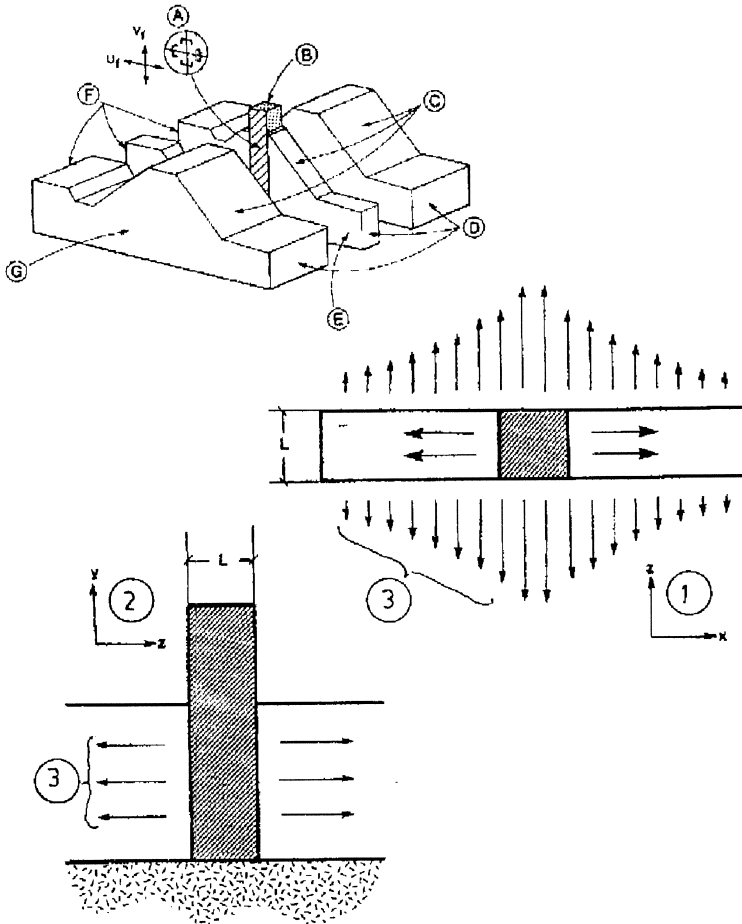
for lateral displacement ductility factors of outlet towers (Chopra, 1975). For towers susceptible to being severely distressed as a result of earthquake loading, non-linear analyses in the time domain may be preferable.

In-situ monitoring of ambient and low-level forced vibrations on intake/outlet towers embedded in rock have shown that these vibrate around apparent points of fixity more than 6 m below ground surface. Therefore, the frequencies of vibration of towers embedded in rock are less than would be computed by assuming cantilevering at foundation level. A significant depth of the foundation rock (a 10 m minimum) must be included in the analytical model. Procedures limited to the sole consideration of the free-standing part of intake/outlet towers are inaccurate. More rigorous representation of bedrock is to use planar or solid finite elements along the beam elements representing the embedded part of the tower. Since tower and foundation are connected only at the model's common joints, a finer modelling resolution may be required below ground level. The concept of “ unbalanced free-field ” boundary condition (Bureau and Udaka, 1982) can be used, however, to represent in approximate manner the asymmetry and three-dimensional nature of the problem (Fig. 9).

Fig. 9
Tower - dam model
Modèle tour-barrage

- | | |
|---------------------|---------------------------------|
| 1) Alluvium | 1) <i>Alluvions</i> |
| 2) Control tower | 2) <i>Tour de contrôle</i> |
| 3) Viscous dashpots | 3) <i>Amortisseurs visqueux</i> |
| 4) Embankment | 4) <i>Remblai</i> |
| 5) Distance in feet | 5) <i>Distance en pieds</i> |

Dans un modèle en champ libre non équilibré (de même que dans FLUSH), l'interaction sismique latérale de la tour avec le remblai environnant est représentée par des amortisseurs latéraux visqueux qui représentent les contraintes de cisailment ISO (interaction sol-ouvrage) sous la forme de fronts d'ondes plans se propageant perpendiculairement à la section analysée (Fig. 10). Suivant la rigidité et les mouvements relatifs entre la tour et le remblai environnant, l'ISO (interaction sol-ouvrage) provoque un rayonnement ou une absorption de l'énergie des ondes de cisailment.



Il faut noter que, dans la représentation en déformations planes, la tour tridimensionnelle est remplacée par un modèle bidimensionnel équivalent de caractéristiques vibratoires identiques. Par conséquent, les contraintes calculées dans le modèle équivalent doivent être converties en valeurs dans le domaine tridimensionnel avant de les comparer avec les capacités élastiques ou à la rupture disponibles.

In an unbalanced free-field model (as well as in FLUSH), lateral seismic interaction of the tower with the surrounding embankment soils is represented by lateral viscous dashpots that represent SSI (Soil-Structure-Interaction) shear stresses as planar wave fronts propagating perpendicularly to the section analysed (Fig. 10). Depending on the stiffnesses and relative motions between intake/outlet tower and surrounding embankment, radiation or absorption of shear wave energy occurs as a result of SSI.

Fig. 10

Approximate 3D SSI analysis

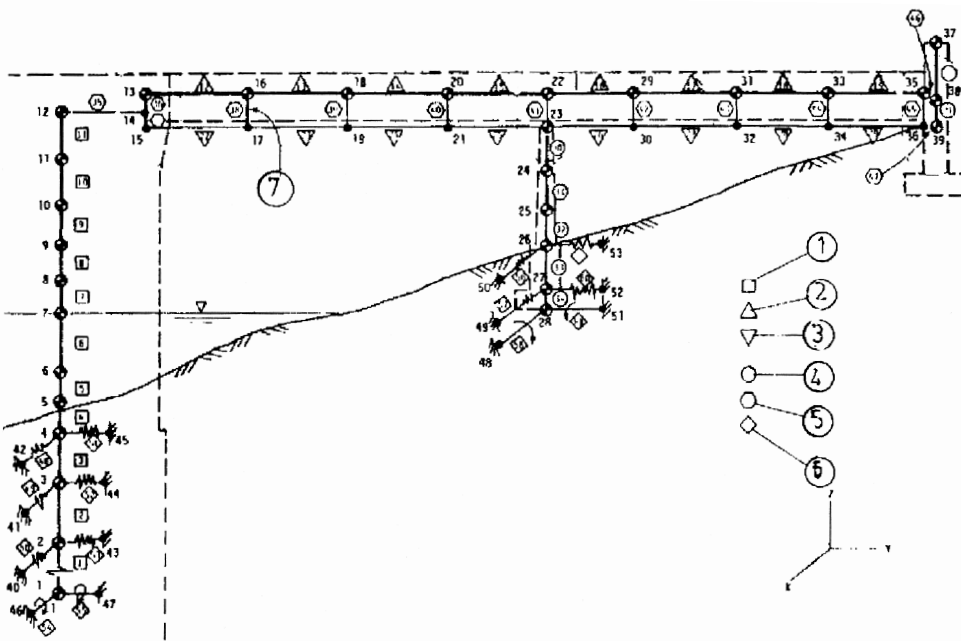
Analyse approchée de l'interaction sol-ouvrage (ISO) en 3D

- | | |
|---|---|
| A) Viscous dashpots | A) <i>Amortisseurs visqueux</i> |
| B) Tower | B) <i>Tour</i> |
| C) Embankment | C) <i>Remblai</i> |
| D) Right absorbing boundaries | D) <i>Frontières d'absorption (droite)</i> |
| E) Interaction section (main system) | E) <i>Section d'interaction (système principal)</i> |
| F) Left absorbing boundaries | F) <i>Frontières d'absorption (gauche)</i> |
| G) Unbalanced free-field section (sub-system) | G) <i>Section en champ libre non équilibré (sous-système)</i> |
-
- | | |
|-----------------|------------------------|
| 1) Plan view | 1) <i>Vue en plan</i> |
| 2) Side view | 2) <i>Vue latérale</i> |
| 3) SH, SV waves | 3) <i>Ondes SH, SV</i> |

Note that, in a plane-strain representation, the three-dimensional tower is replaced with an equivalent two-dimensional model of similar vibrational characteristics. Therefore, stresses computed in the equivalent model must be corrected to their three-dimensional values prior to being compared with available elastic or ultimate capacities.

Des programmes ISO, entièrement tridimensionnels, tels que SASSI, sont actuellement disponibles. De tels programmes conviennent incontestablement à l'analyse détaillée de systèmes tour-remblai, mais la précision améliorée d'une solution entièrement tridimensionnelle est limitée, comparativement à l'approche bidimensionnelle décrite ci-dessus. Les modèles complexes tridimensionnels peuvent être évités dans la plupart des cas.

Pour des tours de prise/restitution dont l'accès est assuré par une échelle latérale extérieure ou une passerelle légère, le poids de ces éléments a un faible effet sur la réponse calculée de la tour. Le plus souvent, il suffira de concentrer une partie de la masse entière du pont sur le joint le plus proche de la tour pour représenter convenablement l'influence du pont sur la réponse de la tour (Fig. 11). Dans certains cas, cependant, la tour de prise/restitution est raccordée à une rive de la retenue par l'intermédiaire d'un pont d'accès massif, ce qui modifie les caractéristiques de réponse dynamique de la tour et induit d'importants effets d'interaction structure-structure.



4.3. CONSIDÉRATIONS RELATIVES À LA CONCEPTION

4.3.1. Tours de prise/restitution

Des calculs sismiques de nombreuses tours de prise/restitution et l'expérience in situ ont montré que de tels ouvrages étaient souvent vulnérables aux séismes, principalement sous l'effet d'un excès de charge sismique de cisaillement ou de moment. Les configurations hautes et élancées de nombreuses tours, de même que

Fully three-dimensional SSI programs, such as SASSI, are now available. Such programs are undoubtedly suitable for the detailed analysis of tower-embankment systems, but the improved accuracy of a fully three-dimensional solution is limited, compared to the two-dimensional approach described above. Complex three-dimensional models can be avoided in most cases.

For intake/outlet towers accessed with an external side ladder or a light footbridge, the weight of these elements has little effect upon the computed tower response. In most case, it will be sufficient to simply lump part of all of the bridge mass to the nearest tower joint to represent bridge influence on tower response adequately (Fig. 11). In some case, however, intake/outlet towers are connected to the reservoir shoreline by a massive access bridge and modify the dynamic response characteristics of a tower and induce significant structure-to-structure interaction effects.

Fig. 11
 3D model of tower and bridge
Modèle 3D d'une tour et d'un pont

- | | |
|---|--|
| 1) Tower element | 1) <i>Élément de la tour</i> |
| 2) Bridge element at gravity center | 2) <i>Élément du pont au centre de gravité</i> |
| 3) Bridge element at shear center | 3) <i>Élément du pont au centre de cisaillement</i> |
| 4) Bridge pier element | 4) <i>Élément de pile du pont</i> |
| 5) Rigid element | 5) <i>Élément rigide</i> |
| 6) Spring element (rotational or translational) | 6) <i>Élément de ressort (de rotation ou de translation)</i> |

4.3. DESIGN CONSIDERATIONS

4.3.1. Intake/outlet towers

Seismic analyses of numerous existing intake/outlet towers and field experience have shown that such structures are often vulnerable to earthquakes, primarily due to excessive seismic shear or moment loading. The slender and tall configurations of many such structures, as well as hydrodynamic interaction effects, amplify tower

les effets d'interaction hydrodynamique, amplifient le mouvement de la tour par rapport au mouvement du sol. Aussi est-il important que la capacité de résistance de l'ouvrage, principalement immédiatement au-dessus du niveau de fondation, soit vérifiée pour les charges de projet applicables. Une épaisseur de mur et une armature appropriées doivent être prévues.

Un examen de tours de restitution construites dans les années cinquante ou avant a montré que celles-ci n'étaient pas souvent conçues pour les charges latérales. De faibles rapports acier/béton, de l'ordre de 0,2 à 0,4 %, conduisent à des résistances à la flexion et au cisaillement limitées, et empêchent la mobilisation de coefficients de ductilité élevés. On a également constaté que dans des tours de conception ancienne des aciers horizontaux d'armature sont disposés à recouvrement dans le béton d'enrobage, et un seul rideau de fers verticaux et circonférentiels peut avoir été utilisé. Les méthodes modernes de conception sismique prescrivent que les aciers horizontaux d'armature soient soudés ou ancrés dans le noyau confiné de la section considérée, plutôt que simplement imbriqués, afin que l'armature principale verticale procure un confinement efficace du béton. Un seul rideau d'armature est manifestement insuffisant pour de tels ouvrages. Même sous l'effet d'une flexion plastique modérée, le béton d'enrobage s'écaillera probablement et le confinement sera rapidement perdu, ce qui pourra conduire à une rupture de la tour.

Les conceptions modernes incluront au minimum deux rangées concentriques d'aciers d'armature. Une étude détaillée de la section transversale, avec prise en compte de charges sismiques réalistes, et une augmentation de l'épaisseur du mur et des rapports acier/béton, ou l'utilisation d'un béton de résistance élevée, peuvent être nécessaires pour assurer une bonne résistance des tours de prise/restitution vis-à-vis des séismes. Comme déjà indiqué dans le présent chapitre, la ductilité mobilisable dans les tours est faible, étant donné que la déformation d'une seule section peut conduire à des déplacements excessifs ou même à une rupture. Afin de mobiliser une ductilité plus élevée, une exigence-clé est de prévoir une armature et un confinement appropriés pour le béton. Des aciers d'armature horizontaux et verticaux seront disposés suivant plusieurs anneaux. Les dimensions et l'espacement des aciers seront choisis en vue de confiner le béton, de façon satisfaisante, lors de changements de charge de cisaillement et d'empêcher des contraintes excessives de traction résultant de la flexion et du flambage par compression des aciers verticaux (Chopra, 1975).

Les éléments internes de la tour, tels que ponts et plates-formes, grues, tableaux de contrôle électrique, vannes, glissières, etc., doivent être parfaitement ancrés. De fortes amplifications se produisent, en particulier aux niveaux élevés à l'intérieur de la tour, et soumettent le matériel interne à des forces élevées. La sécurité du matériel doit donc être convenablement assurée. De fréquentes inspections seront effectuées pour vérifier que la corrosion dans des zones continuellement humides n'a pas réduit la résistance des boulons d'ancrage et autres fixations.

Dans le cas de sites de forte séismicité, de récentes études ont montré qu'une tour de structure libre pouvait avoir un coût de construction trop élevé si on devait faire face aux contraintes sismiques applicables. On peut donner comme exemple les ouvrages de restitution du barrage Cerrillos récemment construit à Porto Rico. Le

motion with respect to ground motion. Therefore, it is important that structural capacity, especially immediately above foundation level, be verified for the applicable design loads. Adequate wall thickness and steel reinforcement must be provided.

A review of outlet towers built in the fifties or before shows that these were frequently not designed for lateral loads. Low steel-to-concrete ratios, typically between 0.2 and 0.4 percent, provide limited bending and shear capacities and prevent high ductility factors from being mobilised. Also, in old designs, horizontal steel reinforcement is lapped in the cover concrete, and a single curtain of vertical and circumferential bars may have been used. Sound modern seismic design procedures require that horizontal steel bars be welded or anchored in the confined core of the section considered, rather than simply lapped, to provide effective concrete confinement by the main vertical reinforcement. A single curtain of reinforcement bars is clearly insufficient for such designs. Even under moderate plastic hinging, the cover concrete would probably spall and confinement would be rapidly lost, leading to possible tower failure.

Modern designs should include a minimum of two concentric rows of reinforcing bars. Detailed cross-section design, taking realistic earthquake loads into account, and increased wall thicknesses and steel-to-concrete ratios, or use of high-strength concrete, may be needed to make intake/outlet towers earthquake-resistant. As discussed elsewhere in this section, the ductility that can be mobilised in intake/outlet towers is low, because yielding of one section may lead to excessive displacements or even collapse. To mobilise a higher ductility, a key requirement is to provide adequate reinforcement and “caging” for the concrete. Vertical and horizontal steel should be provided in more than one ring. Bar size and spacing should be selected to adequately confine concrete upon shear load reversals and prevent excessive tensile stresses in bending and compression buckling of the vertical steel (Chopra, 1975).

Internal elements of the tower, such as decks and platforms, polar cranes, electrical control panels, control valves, gates, guides, and others must be positively anchored. Large amplifications occur especially at higher elevations inside the tower and subject internal equipment to large forces. Equipment must, therefore, be properly secured. Reasonably frequent inspections must be performed to verify that corrosion of continuously damp or wet areas has not reduced the available strength of anchor bolts and other restraints.

In the case of highly seismic sites, recent studies have shown that a free-standing tower may be too costly to build, if applicable seismic constraints are to be met. One such example is the Cerrillos Dam outlet works, recently built in Puerto-Rico. The designer, the Jacksonville District of the Corps of Engineers, opted for

projeteur, le District de Jacksonville du Corps des Ingénieurs, opta pour un ouvrage incliné en béton armé, à buts multiples, au lieu d'un ouvrage vertical. La tour de Cerrillos est fondée le long de l'appui rive gauche, la différence de niveau entre le sommet et la base étant de 99 m environ. Des prises d'eau inclinées ont été également construites sur le parement amont de barrages en remblai. Si une conception d'ouvrage libre ne peut être évitée, par exemple en raison des prescriptions de qualité et de température de l'eau restituée, une conception très prudente peut être exigée pour l'ouvrage. La tour de restitution du barrage Los Angeles, conçue par le Los Angeles Department of Water & Power (LADWP), remplace la tour de restitution Lower Van Norman qui s'écroula lors du séisme San Fernando de 1971 (Gadomski, 1973) ; la tour Los Angeles comprend un mur en béton d'une épaisseur de 1,80 m près de la base, une armature verticale disposée suivant quatre anneaux concentriques de 11 fers, de 30 cm d'espacement, et quatre anneaux de 10 fers circonférentiels, de 27,5 cm d'espacement. Une telle conception est nettement plus prudente que celle de la plupart des tours de prise/restitution existantes, mais résulta de la nécessité formulée par LADWP d'obtenir une tour présentant une résistance satisfaisante sous l'action de fortes secousses du sol, sans dégâts sur l'ouvrage.

Une solution recommandable pour la tour de prise/restitution d'un barrage-poids en béton ou BCR consiste à ancrer la tour le long du parement amont du barrage. Les barrages-poids subissent des déplacements modérés en crête sous l'effet des charges sismiques, comparativement à ceux d'une tour libre de même hauteur. Les prescriptions de résistance sismique relatives aux tours « attachées » sont moins contraignantes que celles concernant des ouvrages indépendants, et des économies de coût peuvent être obtenues. Dans le cas de barrages-voûtes en béton, plus flexibles, la fixation de la tour sur le parement peut être bénéfique, mais n'est pas toujours réalisable techniquement. Une voûte suffisamment épaisse est nécessaire pour que la tour n'affecte pas dangereusement le barrage.

Les passerelles pouvant affecter la réponse dynamique des tours, il faut veiller à ce que le tablier de la passerelle ne surcharge pas le mur de la tour. Des portiques légers en acier et des tabliers en bois sont recommandés pour les passerelles. Si un pont lourd ne peut être évité, il est souhaitable de le dissocier structurellement de la tour, en prévoyant une séparation physique, ou un joint d'articulation au raccordement pont-tour.

an inclined multi-purpose reinforced concrete structure rather than a vertical one. The Cerrillos tower is founded along the left abutment, for an overall top-to-bottom elevation differential of about 99 m. Inclined intakes have also been constructed in the upstream face of embankment dams. If a free-standing design cannot be avoided, for example because of water release quality and temperature requirements, very conservative designs may be required. The Los Angeles Dam outlet tower, designed by the Los Angeles Department of Water & Power (LADWP), which replaces the collapsed Lower Van Norman outlet tower (1971 San Fernando Earthquake, Gadowski, 1973), includes a 1.8 m thick concrete wall near the base, vertical reinforcement in four concentric rings of No. 11 bars at 30 cm spacing, and four rings of circumferential No. 10 bars at 27.5 cm spacing. Such design is clearly more conservative than for most existing intake/outlet towers, but was dictated by LADWP's requirement that the tower be provided with adequate strength to resist intense ground motions without experiencing structural damage.

A practical solution for the intake/outlet tower of a concrete gravity or RCC dam is to anchor it along the upstream face of the dam. Gravity dams experience moderate crest displacements as a result of earthquake loading, compared to those of a free-standing tower of the same height. Seismic strengthening requirements of “ attached ” towers are less demanding than those of independent structures, and cost-savings can be achieved. In the case of more flexible concrete arch dams, attaching the tower to the dam face may be beneficial, but is not always feasible technically. A thick enough arch is required for the tower not to adversely affect the dam.

Because footbridges may affect the dynamic response of towers, care must be taken to prevent the bridge deck from overloading the tower wall. Light steel trusses and wooden decks are recommended for footbridges. If a heavy bridge cannot be avoided, it may be desirable to structurally disconnect it from the tower by providing physical separation, or a collapsible joint at the bridge-tower connection.

5. ÉCLUSES DE NAVIGATION ET AUTRES OUVRAGES ANNEXES

5.1. GÉNÉRALITÉS

Les écluses de navigation comprennent en général les éléments essentiels suivants : murs de sas, murs d'approche, systèmes de remplissage et de vidange (comprenant des vannes, des portes supérieures et inférieures), matériel d'équipement de l'écluse (tel que matériel de manœuvre des portes et matériel de manœuvre des vannes). Le dispositif de contrôle électrique est constitué de tableaux de contrôle ou autres contrôles, d'un système de communication et de dispositifs d'éclairage.

Les écluses de navigation ont souvent des longueurs de l'ordre de 100 m, et des largeurs jusqu'à 30 m ou plus. Les procédés modernes de construction donnent une préférence à l'utilisation du béton armé dans tout l'ouvrage, mais des murs guideaux constitués de pieux en acier ou en bois et des murs d'écluse constitués du même matériau ont été utilisés avec succès dans le passé.

5.2. CALCUL SISMIQUE

5.2.1. Généralités

Pour la conception et le calcul, une écluse peut être considérée comme un bassin d'eau rectangulaire. Une procédure simple peut donc être appliquée pour déterminer les charges sismiques. Celles-ci seront combinées avec les autres charges normales lors de l'élaboration du projet des murs latéraux, des vannes et de leurs dispositifs de manœuvre, ou d'autres ouvrages critiques associés.

Le problème d'interaction fluide-ouvrage, dans le cas d'un bassin d'eau avec surface libre, nécessite de considérer, dans le projet, deux types de pression et force hydrodynamiques : la pression d'impulsion et la pression d'oscillation. Ces deux types de pression sont brièvement décrits ci-après :

Pression d'impulsion :

La pression d'impulsion est une pression de fréquence élevée et est proportionnelle à l'accélération sismique du sol si le réservoir est une structure rigide. Les pressions d'impulsion augmentent avec la profondeur d'eau et approchent de zéro au niveau de la surface libre pour un ouvrage avec murs rigides, sous l'effet du mouvement du sol appliqué.

De telles solutions ont été obtenues pour différentes conditions aux limites et les forces de pression ont été converties en masses hydrodynamiques ajoutées équivalentes (Westergaard, 1933 ; Blevens, 1979). Lorsque les masses ajoutées sont connues, les forces d'inertie peuvent être déterminées en effectuant une multiplication par l'accélération. Le mouvement vertical affecte, de manière significative, les pressions d'impulsion et ne peut donc être négligé.

5. NAVIGATION LOCKS AND OTHER APPURTENANT STRUCTURES

5.1. GENERAL

Navigation locks typically consist of the following essential elements : chamber walls, approach walls, filling and emptying systems including valves, upper and lower gates, lock equipments such as gate operating machinery, and valve operating machinery. The electrical control system may consist of control panels or other controls, a communication system, and lighting systems.

Navigation locks are typically 100 m in length and up to 30 m or more wide. Modern construction practice favors the use of reinforced concrete construction throughout, but guide walls of steel or timber piling and lock walls of the same material have been used successfully in the past.

5.2. SEISMIC ANALYSIS

5.2.1. General

For analysis or design purposes a lock can be considered as a rectangular pool of water. Thus a simple procedure can be applied to determine the earthquake loads. These earthquake loads should be combined with other normal loads to design the side walls as well as the gates and their operating systems or any other related critical structures.

In fluid-structure interaction problem like a pool of water with a free surface, there are two types of hydrodynamic pressures and forces which must be considered in the design : impulsive and sloshing pressures. These two types of pressures are briefly described as follows :

Impulsive pressure :

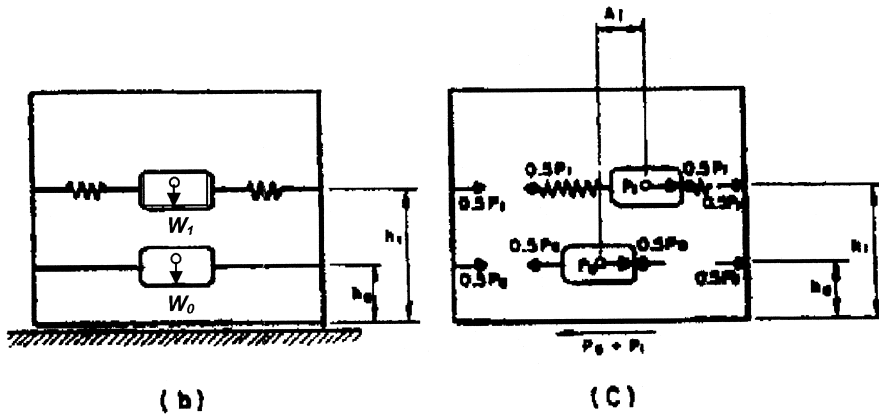
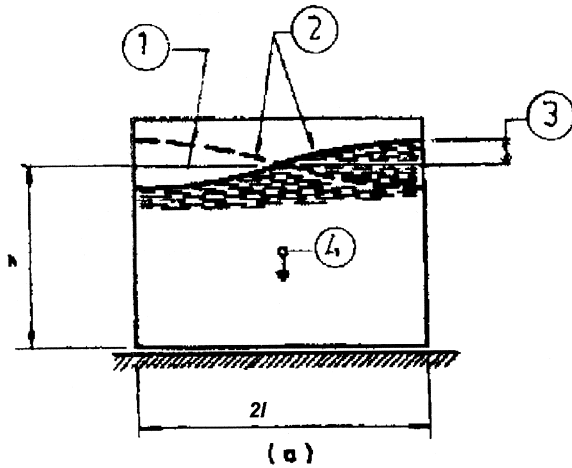
The impulsive component of pressure is a high frequency pressure component and is proportional to the earthquake ground acceleration if the container is a rigid structure. Impulsive pressures increase with depth of water and approach zero at the free surface for a rigid wall structure under an applied earthquake time-history ground motion.

Such solutions have been obtained for different boundary conditions and the pressure forces have been converted into equivalent added hydrodynamic masses such as Westergaard, 1933 or Blevens, 1979. Once the added mass is known, the inertial forces can be determined by multiplying with acceleration. Vertical motion significantly affects impulsive pressures and thus may need to be considered.

Pression d'oscillation :

Dans certaines situations, les écluses, ou autres bassins identiques remplis d'eau, subissent d'importantes oscillations sous l'effet de secousses sismiques. De telles oscillations peuvent causer de fortes pressions près de la surface libre. L'oscillation est un phénomène de basse fréquence et la période du mode fondamental d'oscillation est généralement de l'ordre de plusieurs secondes. Les pressions d'oscillation sont en général les plus fortes près de la surface libre de l'eau et diminuent vers le fond du bassin.

Les pressions d'oscillation sont importantes pour un élément d'ouvrage ayant une fréquence fondamentale située dans le domaine des fréquences des modes d'oscillation. Les modes d'oscillation sont généralement excités par les mouvements horizontaux du sol seulement, l'excitation verticale pouvant ne pas être importante pour les pressions d'oscillation. Une méthode simplifiée pour la détermination des forces est décrite ci-dessous et est représentée sur la Fig. 12.



Sloshing pressure :

In certain situations, locks, or other similar containers filled with water, experience large sloshing under earthquake motions. This sloshing can cause significant pressures near the free surface. Sloshing is a low frequency phenomenon and the period of fundamental mode of sloshing is generally of the order of several seconds. Sloshing pressures are generally the highest near the free water surface and diminish towards the bottom of the container.

Apparently, sloshing pressures are important for a structural component with a fundamental frequency that is in the range of significant sloshing mode frequencies. Sloshing modes are generally excited by horizontal ground motions only and the vertical excitation may not be important for sloshing pressures. A simplified method to determine the forces is described below and is shown in Fig. 12.

Fig. 12

Dynamic model for fluid container supported on the ground
Modèle dynamique d'un réservoir de fluide reposant sur le sol

- | | |
|---|---|
| a) Fluid motion in tank | a) <i>Mouvement du fluide dans le réservoir</i> |
| b) Dynamic model | b) <i>Modèle dynamique</i> |
| c) Dynamic equilibrium of horizontal forces | c) <i>Équilibre dynamique des forces horizontales</i> |
| 1) Undisturbed water surface | 1) <i>Surface de l'eau au repos</i> |
| 2) Oscillating water surface | 2) <i>Surface de l'eau oscillante</i> |
| 3) Maximum rise of water | 3) <i>Surélévation maximale de l'eau</i> |
| 4) Weight of water | 4) <i>Poids de l'eau</i> |

5.2.2. Détermination des forces dynamiques

Étant donné qu'une écluse de navigation a généralement une forme rectangulaire en plan, on peut la calculer comme un réservoir rectangulaire. L'accélération horizontale d'un réservoir de fluide engendre des forces hydrodynamiques horizontales agissant vers l'extérieur sur un côté du réservoir et vers l'intérieur sur l'autre côté. La méthodologie de calcul décrite pour des réservoirs peut raisonnablement s'appliquer ici. Une force résultante P est créée, tendant à déplacer horizontalement le réservoir (pour la définition des symboles, se reporter au Glossaire - Annexe A). Cette force qui est la somme des forces dynamiques du fluide agissant sur chaque côté du réservoir est numériquement égale au cisaillement horizontal sur une section immédiatement au-dessus du fond du réservoir. La force P agit sur le réservoir à une certaine distance du fond et crée un moment de flexion M dans une section juste au-dessus du fond (pour la formule, se reporter au Tableau de l'Annexe B). La résistance à ce moment de flexion se traduit par un couple vertical consistant en contraintes de compression dans le mur du réservoir sur un côté. Il y a une résistance aux forces vers l'extérieur et aux contraintes de traction dans le mur sur le côté opposé.

Les moments de cisaillement et de flexion présentent un intérêt d'ordre structural en raison de leurs effets sur les murs de l'écluse. La méthode présentée dans l'Annexe évalue ces grandeurs et fournit une estimation du déplacement vertical maximal de la surface de l'eau.

Lorsqu'un réservoir contenant un fluide de poids W subit une accélération dans une direction horizontale, une certaine partie du fluide agit comme s'il s'agissait d'une masse solide équivalente de poids W_0 en contact rigide avec les murs. En supposant que l'écluse se déplace comme un corps rigide, le fond et les murs subissant la même accélération, la masse exerce alors une force horizontale maximale directement proportionnelle à l'accélération maximale du fond de l'écluse. Cette force est assimilée à une force d'impulsion P_0 . L'accélération induit également des oscillations du fluide, entraînant des pressions dynamiques additionnelles sur les murs et le fond; une certaine partie du fluide, de poids W_1 , répond comme s'il s'agissait d'une masse solide oscillante ayant un raccordement flexible avec les murs. En supposant de nouveau que le réservoir se comporte comme un solide rigide, l'amplitude maximale A_1 des déplacements horizontaux de la masse relative aux murs détermine le déplacement vertical maximal d_{\max} de la surface de l'eau (hauteur d'oscillation), ainsi que la force horizontale agissant sur les murs. Cette force est définie comme une force de convection P_1 , puisqu'elle implique un mouvement de fluide.

Ces considérations conduisent à une idéalisation dans laquelle le réservoir est remplacé par des masses sans ressorts et avec ressorts, de poids respectifs W_0 et W_1 . Les accélérations du réservoir induisent les forces d'impulsion et les forces de convection respectives, P_0 et P_1 .

5.2.3. Calcul et conception sismiques des murs de sas d'écluse

La réponse des murs d'un sas d'écluse, due aux pressions d'impulsion, peut être prise en compte comme un concept de masse ajoutée (Westergaard, 1933). Lorsque

5.2.2. Determination of dynamic forces

Since a navigation lock is usually rectangular in plan, one can analyse it as a rectangular tank. The horizontal acceleration of a fluid container generates horizontal hydrodynamic forces acting outward on one side of the tank and inward on the opposite side. The methodology of analysis described for tank can be reasonably applied here. A resultant force, P , is created, tending to translate the tank horizontally (for definitions of symbols see the Symbol Glossary - Appendix A). This force, which is the sum of the dynamic fluid forces acting on each side of the tank, is numerically equal to the horizontal shear on a section just above the bottom of the tank. The “ P ” force acts on the tank at some distance above the bottom and creates a bending moment, M , at a section just above the bottom (for formula see Table in Appendix B). This moment is resisted by a vertical couple consisting of compressive fiber stresses in the tank wall on the side. This resists outward forces and tensile stresses in the wall on the opposite side.

The shear and bending moment are of structural interest in their effect on the lock walls. The method presented in the Appendix evaluates these quantities and provides an estimate of the maximum vertical displacement of the water surface.

When a tank containing fluid of weight (W) is accelerated in a horizontal direction, a certain portion of the fluid acts as if it were an equivalent solid mass of weight (W_0) in rigid contact with the walls. Assuming that the lock moves as a rigid body, with the bottom and walls undergoing the same acceleration, the mass then exerts a maximum horizontal force directly proportional to the maximum acceleration of the lock bottom. This force is identified as an impulsive force (P_0). The acceleration also induces oscillations of the fluid, contributing additional dynamic pressures on the walls and bottom, in which a certain portion of the fluid, of weight (W_1), responds as if it were a solid oscillating mass flexibly connected to the walls. Again assuming that the tank itself behaves as a rigid body, the maximum amplitude (A_1) of the horizontal displacements of the mass relative to the walls determines both the maximum vertical displacement (d_{max}), of the water surface (slosh height) and the horizontal force exerted on the walls. This force is defined as a convective force (P_1), since it involves fluid motion.

These considerations lead to the idealisation, in which the tank is replaced with the unsprung and sprung masses represented by weights, W_0 and W_1 , respectively. Accelerations of the tank induce the impulsive and respectively convective forces, P_0 and P_1 .

5.2.3. Seismic analysis and design of chamber walls

The response of the chamber walls due to impulsive pressures can be included as an added mass concept using Westergaard, 1933. Once the added mass has been

la masse ajoutée a été déterminée et introduite dans le modèle mathématique, le calcul dynamique peut être effectué en utilisant les techniques de spectre de réponse ou d'évolution dans le temps.

Un paramètre important dans le processus de conception est la fréquence du système fluide-structure ; il s'agit des fréquences d'oscillation du bassin d'eau ainsi que des fréquences d'onde du bassin lorsque l'eau est considérée comme un fluide compressible. On devra s'efforcer de maintenir la fréquence de la structure aussi éloignée que possible des fréquences du bassin d'eau. Il est important de noter que la fréquence d'oscillation sera comparée avec la fréquence de l'ensemble fluide-structure et non avec la fréquence de la structure vide. De même, les fréquences horizontales et verticales du bassin d'eau seront comparées avec la fréquence de la structure en eau pour éviter toute résonance du bassin d'eau avec la structure.

En vue de démontrer une sensibilité à certaines fréquences naturelles du sas d'écluse, la fréquence fondamentale d'oscillation et autres fréquences ont été estimées en utilisant les documents TID 7024, 1963 et Blevens, 1979. Le module d'Young pour le béton et la roche sous-jacente était pris égal à 20 GPa, et l'écluse était supposée complètement remplie. Les valeurs déterminées pour ces fréquences étaient les suivantes :

- | | |
|--|---------|
| 1 - Fréquence du mur du sas, côté gauche : | 9,0 Hz |
| 2 - Fréquence d'oscillation (suivant la largeur) : | 0,2 Hz |
| 3 - Fréquence verticale du bassin d'eau : | 14,1 Hz |
| 4 - Fréquence horizontale du bassin d'eau : | 5,7 Hz |

Les fréquences 3 et 4 sont basées sur une vitesse du son dans l'eau de 1 420 m/s. Il convient de noter que la fréquence de la structure est bien distincte des fréquences d'oscillation ou du bassin d'eau. Il faut également noter que la fréquence propre du mur du sas, côté droit, sera différente de celle du mur, côté gauche, en raison de la présence de remblai sur un seul côté. On devra tenir compte de la charge dynamique résultant de ce remblai pour le projet du mur, côté droit.

5.2.4. Conception sismique des vannes d'écluse et des murs d'approche

Des méthodes identiques peuvent être utilisées pour calculer les charges sismiques agissant sur les vannes d'écluse. Les charges sismiques d'impulsion et d'oscillation seront prises en compte, ainsi que les charges d'inertie dues à la masse de la vanne proprement dite. Étant donné que le poids propre d'une vanne est généralement beaucoup plus petit que la masse hydrodynamique ajoutée due à l'interaction fluide-structure, la fréquence combinée de la vanne peut être beaucoup plus basse que la fréquence de la vanne lorsqu'il n'y a pas d'eau dans l'écluse. Par comparaison, les fréquences en milieu sec d'un ouvrage-poids en béton peuvent ne pas être aussi sensibles à la masse hydrodynamique.

Les vannes peuvent être calculées et conçues en utilisant des modèles simples composés de poutres, ou des modèles composés de plaques, avec des conditions aux limites appropriées. Toutes les charges sismiques seront convenablement combinées avec les autres charges normales existant simultanément avec les charges sismiques. Pour la vanne avant, deux conditions de charge, à savoir, l'une correspondant à l'écluse complètement remplie d'eau et l'autre à l'écluse complètement vide, seront

determined and included in the mathematical model, the dynamic analysis can be performed using response spectrum or time-history techniques.

An important parameter in the design process is the frequency of the fluid-structure system with respect to the pool's sloshing frequencies as well as pool wave frequencies when the water is considered as a compressible fluid. Effort should be made to keep the structure frequency as far apart as possible from the pool frequencies. It is important to note that the sloshing frequency should be compared with the combined fluid-structure frequency and not the dry structural frequency. Similarly, horizontal and vertical pool frequencies should be compared with the wet structural frequency to avoid any resonance of the pool with the structure.

To demonstrate a feel for some of the natural frequencies of the lock chamber, fundamental sloshing and other frequencies were estimated using TID 7024, 1963 and Blevens, 1979. Young's Modulus for concrete and underlying rock were assumed to be 20 GPa, the lock assumed to be completely full. These frequencies were determined to be as follows :

- 1 - Frequency of the left chamber wall : 9.0 Hz
- 2 - Sloshing Frequency (along the width) : 0.2 Hz
- 3 - Vertical Pool Frequency : 14.1 Hz
- 4 - Horizontal Pool Frequency : 5.7 Hz

Frequencies 3 and 4 are based on a velocity of sound in water equal to 1 420 m/s. It is noteworthy that the structure frequency is well separated from the sloshing or pool frequencies. Also note that the natural frequency of the right chamber wall would be different than the left wall due to the presence of the back fill on one side. Any dynamic loading due to back fill should also be considered for the design of the right wall.

5.2.4. Seismic design of lock gates and approach walls

Similar procedures can be followed to calculate the seismic loads for lock gates. Impulsive as well as sloshing seismic loads should be considered along with any inertial loads due to the mass of the gate itself. Since the dead load of the gates is usually much smaller than the added hydrodynamic mass due to fluid-structure interaction, the combined gate frequency may be much lower than the gate frequency when there is no water in the lock. By comparison, the dry frequencies of a concrete gravity structure may not be as sensitive to the hydrodynamic mass.

The gates can be analysed and designed by using simple beam models or as plate models with appropriate boundary conditions. All seismic loads should be appropriately combined with other normal loads that may exist simultaneously with the seismic loads. For the front gate, two loading conditions, namely, one with the lock completely filled with water and the other with the lock completely empty should be considered for design purposes. For the rear gate, the fully filled lock

considérées pour le projet. Pour la vanne arrière, la condition de charge correspondant à l'écluse complètement remplie est suffisante. Les charges d'impact provenant des bateaux ne doivent pas être combinées avec les charges sismiques. Les mêmes principes et procédures peuvent être adoptés pour le projet des murs d'approche. Les murs peuvent être conçus comme un mur-poids ou un mur-console et les charges dynamiques dues au remblai devront être prises en compte, le cas échéant.

5.2.5. Qualification sismique du matériel d'équipement

Le matériel mécanique (vannes, mécanismes de commande, etc..) et le matériel électrique (tel que les tableaux électriques) nécessaires à l'exploitation des écluses de navigation doivent être soigneusement ancrés au radier ou sur leur embase, et être capables de résister aux charges sismiques de projet prescrites. Tout équipement de sécurité, qui doit rester en état de fonctionnement pendant et immédiatement après le séisme, sera correctement qualifié pour la charge sismique prescrite.

loading condition is sufficient to be considered. Impact loading from ships does not have to be combined with the seismic loads. The same principles and procedures can be used to design the approach walls. The walls may be designed as gravity or cantilever wall and any dynamic loads due to back fill should be considered if present.

5.2.5. Seismic qualification of equipment

Any mechanical equipment (such as valves, actuators, etc.) or electrical equipment (such as electrical panels) needed for operation of the navigation locks should be adequately anchored to the floor or footing and should be able to withstand the required design earthquake loads. Any safety related equipment that must perform during or immediately after the earthquake should be properly qualified for the required earthquake loading.

6. PONTS

6.1. PONTS AU-DESSUS D'ÉVACUATEURS DE CRUE

L'accès au-dessus des évacuateurs de crue est souvent assuré au moyen d'un pont routier, d'un pont pour piétons, ou d'un pont servant de voie de circulation au portique de manœuvre, et peut être combiné avec ou fixé à l'ouvrage support pour la commande des mécanismes d'ouverture et de fermeture des vannes. Pour la sécurité du barrage, de tels ponts ne doivent pas entraver l'ouverture et la fermeture des vannes après la manifestation d'un SMD (Séisme Maximal de Dimensionnement). Des dispositions seront également prises pour assurer au personnel d'exploitation la possibilité d'accéder.

L'attention devra être portée sur divers points, parmi lesquels :

- déformation des piles pouvant causer un coincement des vannes,
- rupture de longerons, de supports, de garde-corps, etc., pouvant interférer avec l'appareillage de manœuvre des vannes ou avec l'ouverture des vannes,
- rupture d'appuis de poutres, pouvant entraver la commande des vannes,
- mouvement différentiel pouvant entraîner une mise hors service de canalisations d'eau ou autres dispositifs d'alimentation en énergie,
- altération pouvant interférer avec des fonctions de communication/contrôle ; par exemple, micro-onde.

Les ponts sont soumis à des règles spécifiques appropriées.

6.2. PONT AU-DESSUS D'ÉCLUSES

La nécessité d'exercer une maîtrise des débits évacués conduit généralement à permettre le maintien des portes supérieures et/ou inférieures dans une position fermée. Dans la mesure où le SMP (Séisme Maximal Possible) est susceptible de causer une rupture rendant impossible le contrôle des portes de l'écluse, le pont sera conçu pour éviter que cela ne se produise.

Parmi les points méritant de l'attention, on peut indiquer :

- accès aux portes d'écluse et aux mécanismes de manœuvre,
- détritrus pouvant entraver le contrôle.

6. BRIDGES

6.1. BRIDGES OVER SPILLWAYS

Access over spillways is often provided by either a highway or pedestrian or gantry bridge and may be combined with or attached to the supporting structure for operating mechanisms that open and close gates. For purposes of dam safety such bridges must not impede the ability to open and close spillway gates following the occurrence of the MDE. The provision of accessibility to operators where required should also be included.

Considerations include :

- distortion of piers that could cause binding of gates,
- failure of girders, supports, handrails, etc. that could interfere with the gate operating machinery or interfere with opening of the gates,
- failure of beam seats that could interfere with gate operation,
- differential movement that could cause hydraulic lines or other power supply functions to fail,
- distortion that could interfere with communication/control functions ; e.g., microwave.

Bridges are covered by appropriate structural codes.

6.2. BRIDGES OVER LOCKS

The ability to maintain control over reservoir releases includes, generally, the ability to maintain the upper and/or lower gates in a closed position. To the extent that the MCE could cause a failure that would negate the ability to maintain control over the lock gates, the bridge should be designed to prevent this occurrence.

Considerations include :

- access to gates and machinery,
- debris that could interfere with control.

7. REFERENCES

- American Concrete Institute (1989), " Building code requirements for reinforced concrete ", Standard ACI-318.
- American Institute of Steel Construction (1978), " Manual of steel construction ", Seventh Edition.
- A S C E (1978), Standard 4-86.
- Berger, E., Lysmer, J., Seed, H.B. (1957), " ALUSH - A computer program for seismic response of analysis of axisymmetric soil structure systems ", University of California, Berkeley, Report No. EERC 75-31.
- Blevens, R.D., " Formulas for natural frequency and mode shapes ", Van Nostrand Reinhold Company, 1979.
- Bozovic, A., Tucovic, I., Dungar, R. (1979) " Seismic Analysis of the Poechos Dam Spillway Headworks " Q51, R21, 13th Congress of ICOLD, New Delhi.
- Bureau, G. (1985) " Seismic safety and rehabilitation of dam inlet/outlet structure ", XVth ICOLD Congress, Lausanne, Switzerland, June 18-22, Proc. Q59, R17, pp. 297-319 and pp. 611-618.
- Bureau, G. et al (1986) " Seismic reevaluation of Lower Crystal Springs outlet system " (1986), in seismic evaluation of lifeline systems - Case studies, ASCE Publisher, Oct., pp. 16-27.
- Bureau, G., Udaka, T. (1982) " Seismic interaction of control towers embedded in embankment dams ", 8th European Conference on Earthquake Engineering, Sept. 20-25, Athens, Greece, Proc., Vol. 6, pp. 83-90.
- Carrère, A., Da Rin, E.M., Modaresi, A., Noret, C., and Tardieu, B. (1998). " Seismic vulnerability assessment of masonry gravity dams ". 66th ICOLD Annual Meeting and Symposium on Rehabilitation of Dams. New Delhi, India 4th November 1998.
- Chopra, A.K., Liaw, C.Y. (1975) " Earthquake resistant design of intake-outlet towers ", ASCE Journ. of the Struct. Division, Vol. 101, N) ST7, July, pp. 1349-1367.
- Dowding and Rozen (1978) Sec. 3.1.
- Dungar, R., Jackson, E.A. (1975) " The seismic analysis of the Bellmouth spillway and valve tower for an earth dam ", in Numerical Analysis of Dams, Naylor, Stagg and Zienkiewicz, Editors, Proc., Int. Symp. on Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams, Swansea, pp. 604-624.
- Fenves, G., and Chopra, A.K. (1985), " Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams : separate hydrodynamic and foundation interaction effects ", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, No. 6, June 1985, pp. 715-735.
- Gadowski, S.A. (1973) " Seismic response of the Van Norman reservoir outlet towers ", 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Session 3B, Paper 122a.
- Goyal, A., and Chopra, A.K. (1989), " Earthquake analysis and response of intake-outlet towers ", University of California, Berkeley, Report No UCB/EERC-89/04, July 1989.
- ICOLD (1985) " Dam Design Criteria - Philosophy of choice ", Bulletin 61.

- ICOLD (1989), “ Selecting seismic parameters for large dams ”, Guidelines, Bulletin 72.
- Kojic, S. B., Trifunac, M.D. (1988), “ Transient pressures in hydrotechnical tunnels during earthquakes ”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, pp. 523-539.
- Kolkman, P.A. (1988), “ A simple scheme for calculating the added mass of hydraulic gates ”. Journal of Fluids and Structures, Vol. 2, pp. 339-353.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., Seed, H.B. (November 1975), “ FLUSH - A computer program for approximate 3-D analysis of soil structure interaction problems ”, University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 75-30, 83 pp.
- Maklar, P.F., Jones, P.S. (October 1982), “ Seismic analysis of intake towers ”, Corps of Engineers, USAEWES, Vicksburg, MS, Technical Report SL-82-8, 27 pp. plus appendices.
- Newmark, N.M., and Hall, W.J. (1982), “ Earthquake spectra and design ”, published by Earthquake Engineering Research Institute, Monograph Series Vol. 3.
- Nuclear Regulatory Guide 1030.
- Owen, G. N., Scholl, R.E. (1981), “ Earthquake Engineering of Large Underground Structures ”. JAB-7821. San Francisco : URS/John A. Blume.
- Sagar, B.T.A., (1991), “ How safe are your gates ? ” Hydro Review, pp. 56-63.
- Scherich, E.T. (1988), “ Design of spillways and outlet works for dams ”, Design manual, Part III, Design of spillways, Volume II, Section 6 and 7 and Appendices, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- SEAOC (Structural Engineers Association) Code.
- Sinha, R. S. Editor (1989), “ Underground Structures ”, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, Elsevier Science Publisher.
- U.S. Atomic Energy Commission (now NRC), Regulatory Guide 1.61, “ Damping values for seismic design of nuclear power plants ”.
- USBR (July 1977), “ Design criteria for concrete retaining walls ”, report of the Task Committee on Design Criteria for Retaining Walls, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- USCOLD (1995), “ Guidelines for Earthquake Design and Evaluation of Structures Appurtenant to Dams ”.
- Uniform Building Code (1991), International Conference of Building Officials, Whittier, CA.
- Von Thun, J.L., Roehm, L.H., Scott, G.A., and Wilson, J.A. (September 1988), “ Earthquake ground motions for design and analysis of dams ”, Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground Motion Evaluation, Geotechnical Special Publication No. 20.
- Westergaard, H.M. (1933), “ Water Pressure on Dams during Earthquakes ”, Transactions ASCE, Volume 98, pp. 418-433.
- Zienkiewicz, O.C. (1963), “ Hydrodynamic pressures due to earthquakes ” Water Power, 15 September 1963.

ANNEXE

A) GLOSSAIRE DES SYMBOLES

| | |
|-------------|--|
| A_1 | Déplacement maximal de W_1 . |
| d_{\max} | Déplacement maximal de la surface de l'eau. |
| F | Force sismique totale ($F = F_0 + F_1$). |
| $F_0 + F_1$ | Forces sismiques sur W_0 et W_1 . |
| g | Accélération de la pesanteur. |
| h | Hauteur du plan d'eau au-dessus du fond du réservoir. |
| h_0, h_1 | Distances verticales entre le fond du réservoir et W_0 et W_1 , respectivement. |
| k | Constante de ressort. |
| k_1 | Constante de ressort pour W_1 . |
| k_0 | Constante de ressort pour W_0 . |
| ℓ | Demi-longueur du mur du réservoir rectangulaire. |
| m | Masse du corps vibrant. |
| M_0, M_1 | Moment de flexion sur une section horizontale du réservoir, juste au-dessus du fond, résultant de P_0 et P_1 respectivement... Moment de renversement sur un plan horizontal, juste au-dessus du fond, résultant de P_0 et P_1 respectivement. |
| P_0, P_1 | Forces d'impulsion et de convection, respectivement. |
| t | Temps correspondant à la déformation du sol lors d'un séisme. |
| \dot{u}_0 | Accélération horizontale maximale du sol lors d'un séisme. |
| W | Poids total de fluide dans un réservoir cylindrique... Poids de fluide dans une largeur spécifiée d'un réservoir rectangulaire (largeur mesurée normalement à la longueur, l). |
| W_0 | Poids équivalent de fluide pour produire la force d'impulsion P_0 sur le mur du réservoir (W_0 est supposé attaché rigidement aux murs du réservoir, à une hauteur h_0 au-dessus du fond du réservoir). |
| W_1 | Poids équivalent oscillant pour produire la force de convection P_1 sur le mur du réservoir (W_1 est supposé attaché par ressorts aux murs du réservoir, à une hauteur h_1 au-dessus du fond du réservoir). |
| θ_h | Amplitude angulaire des oscillations libres à la surface du fluide, basée sur l'hypothèse d'une surface plane d'eau. |
| ρ | Masse volumique du fluide. |
| ω | Fréquence circulaire de vibration libre. |

APPENDIX

A) SYMBOL GLOSSARY

| | |
|-------------|--|
| A_1 | Maximum displacement of W_1 . |
| d_{\max} | Maximum water-surface displacement. |
| F | Total seismic force ($F = F_0 + F_1$). |
| $F_0 + F_1$ | Seismic forces on W_0 and W_1 . |
| g | Acceleration of gravity. |
| h | Height of water surface above the bottom of the tank. |
| h_0, h_1 | Vertical distance from the tank bottom to W_0 and W_1 , respectively. |
| k | Spring constant. |
| k_1 | Spring constant for W_1 . |
| k_0 | Spring constant for W_0 . |
| ℓ | One-half length of rectangular tank wall. |
| m | Mass of vibrating body. |
| M_0, M_1 | Bending moment on a horizontal section of the tank just above the bottom, due to P_0 and P_1 respectively.... Overturning moment on a horizontal plane just below the bottom, due to P_0 and P_1 respectively. |
| P_0, P_1 | Impulsive and convective forces, respectively. |
| t | Time for which seismic deflection of the ground during an earthquake. |
| \dot{u}_0 | Maximum horizontal acceleration of the ground during an earthquake. |
| W | Total weight of fluid in a cylindrical tank... Weight of fluid in a specified width of a rectangular container (width measured normal to the length, l). |
| W_0 | Equivalent weight of fluid to produce the impulsive force P_0 on the tank wall (W_0 is assumed to be fastened rigidly to the tank walls at height h_0 above the tank bottom). |
| W_1 | Equivalent oscillating weight to produce the convective force P_1 on the tank wall (W_1 is assumed to be fastened to the tank walls by springs at height h_1 above the tank bottom). |
| θ_n | Angular amplitude of free oscillations at the fluid surface, based on the assumption of a plane water surface. |
| ρ | Mass density of liquid. |
| ω | Circular frequency of free vibration. |

**B) TABLE : RECTANGULAR TANK/
TABLEAU : RÉSERVOIR RECTANGULAIRE**

$$\frac{W_o}{W} = \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{\ell}{h}\right)}{\sqrt{3} \frac{\ell}{h}} \quad [1]$$

$$h_o = \frac{3}{8} \cdot h \quad [2]$$

$$P_o = \dot{u}_o \frac{w}{g} \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{\ell}{h}\right)}{\sqrt{3} \frac{\ell}{h}} = \frac{\dot{u}_o w_o}{g} \quad [3]$$

$$\frac{W_l}{W} = 0.527 \frac{l}{h} \tanh\left(1.58 \frac{h}{\ell}\right) \quad [4]$$

$$\frac{h_l}{h} = \frac{\cosh\left(1.58 \frac{h}{\ell}\right) - 1}{1.58 \frac{h}{\ell} \left(\sinh 1.58 \frac{h}{\ell}\right)} \quad [5]$$

$$\varpi^2 = \frac{1.58 g}{\ell} \tanh\left(1.58 \frac{h}{\ell}\right) \quad [6]$$

$$\theta_h = 1.58 \frac{A_l}{\ell} \tanh\left(1.58 \frac{h}{\ell}\right) \quad [7]$$

$$P_1 = W_1 \theta_h \sin \varpi t \quad [8]$$

$$d_{max} = \frac{0.527 \ell \coth\left(1.58 \frac{h}{\ell}\right)}{\frac{g}{\omega^2 \theta_h \ell} - 1} \quad [9]$$

Imprimerie de Montligeon
61400 La Chapelle Montligeon
Dépôt légal : Mars 2002
N° 21637
ISSN 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>