

BULLETIN SUR LE PASSAGE EN SÉCURITÉ DE CRUES EXTRÊMES

BULLETIN ON SAFE PASSAGE OF EXTREME FLOODS

Bulletin 142



2012

Cover/Couverture :

The cover illustration shows Flow and Sediment Regulation
by Xiaolangdi Rookfill Dam (160m)/
*L'illustration de couverture indique la régulation des flux et des sédiments
sur le barrage en enrochement de Xiaolangdi (160 m)*

AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ :

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 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 the Committee
Layout by Nathalie Schauner

*Texte original en anglais
Traduction en français par le Comité
Mise en page par Nathalie Schauner*

BULLETIN SUR LE PASSAGE EN SÉCURITÉ DE CRUES EXTRÊMES

BULLETIN ON SAFE PASSAGE OF EXTREME FLOODS

Commission Internationale des Grands Barrages - 61, avenue Kléber, 75116 Paris
Tél. : (33-1) 47 04 17 80 - Fax : (33-1) 53 75 18 22
E-mail : secretaire.general@icold-cigb.org
Site : www.icold-cigb.net

COMMITTEE ON HYDRAULICS FOR DAMS
COMITÉ SUR L'HYDRAULIQUE DES BARRAGES

Chairman/Président

Belgium/Belgique

A. LEJEUNE

Vice Chairman/Vice Président

Brazil/Brésil

B.P. MACHADO

Netherlands/Pays-Bas

B. PETRY

Norway/Norvège

D. LYSNE

Members/Membres

Australia/Australie

R. WARK

Bolivia/Bolivie

G. RODRIGUEZ

Canada

P. BRUNEAU

T. NZAKIMUENA

China/Chine

Jun GUO

France

B. TAQUET

S. ALAM

F. LEMPERIERE

H. HORLACHER

Germany/Allemagne

P. SEN SIBA

India/Inde

C. FOULADI

Iran

T. HINO

Japan/Japon

S. LEE

Korea/Corée

R. DE JONG

Netherlands/Pays-Bas

H. KJELLESVIG

Norway/Norvège

Pakistan

A. BASHIR

Portugal

C. RAMOS

South Africa/Afrique du Sud

E.F.A. SNELL

Sweden/Suède

A. WORMAN

Switzerland/Suisse

A. SCHLEISS

United States/États-Unis

S. HUI

SOMMAIRE

1. INTRODUCTION
2. ÉVALUATION DU NIVEAU DE CONFIANCE DES ESTIMATIONS DE CRUES NOMINALES
3. STRATÉGIE POUR LA PLANIFICATION D'AMÉNAGEMENTS D'ÉVACUATEURS EN INSISTANT SUR LES CRUES DÉPASSANT LA CRUE NOMINALE
4. MOYENS À ENVISAGER POUR GÉRER DES CRUES SUPÉRIEURES À LA CRUE NOMINALE
5. PROCÉDURE OPÉRATIONNELLES
6. SYSTÈME D'ALERTE DE CRUE
7. ÉTUDES DE CAS : QUELQUES EXPÉRIENCES SUR LE PASSAGE EN SÉCURITÉ DE CRUES EXTRÊMES EN CHINE
8. ÉTUDE DE CAS : EXPÉRIENCE SUR LE PASSAGE DES CRUES EXTRÊMES AU CANADA
9. ÉTUDE DE CAS : EXPÉRIENCE SUR LE PASSAGE DES CRUES EXTRÊMES AU BRÉSIL

CONTENTS

1. INTRODUCTION
2. CONFIDENCE LEVEL ASSESSMENT OF DESIGN FLOOD ESTIMATES
3. STRATEGY FOR PLANNING SPILLWAY ARRANGEMENTS WITH EMPHASIS OF FLOODS EXCEEDING DESIGN FLOOD
4. PROJECT FACILITIES MEANS TO DEAL WITH FLOODS IN EXCESS OF DESIGN FLOOD
5. OPERATIONAL PROCEDURES
6. FLOOD WARNING SYSTEM
7. CASES STUDIES: SOME EXPERIENCES ON SAFE PASSAGE OF EXTREME FLOOD IN CHINA
8. CASE STUDY: EXPERIENCES ON PASSAGE OF EXTREME FLOOD IN CANADA
9. CASE STUDY: EXPERIENCE ON PASSAGE OF EXTREME FLOOD IN BRAZIL

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION	14
1.1. Importance du sujet	14
1.2. Cadre conceptuel	16
1.3. Questions clefs.....	18
1.4. Références	18
2. ÉVALUATION DU NIVEAU DE CONFIANCE DES ESTIMATIONS DE CRUES NOMINALES.....	20
2.1. Définition d'une crue nominale	20
2.1.1. Pratique actuelle.....	20
2.1.2. Incertitudes.....	20
2.2. Discussion sur les limites de confiance.....	22
2.2.1. Débit de pointe	22
2.2.2. Intervalle de confiance.....	24
2.2.3. Exemple.....	28
2.3. Changement du procédé et des critères de conception	30
2.4. Changements climatiques	30
2.5. Références	32
3. STRATÉGIE POUR LA PLANIFICATION D'AMÉNAGEMENTS D'ÉVACUATEURS EN INSISTANT SUR LES CRUES DÉPASSANT LA CRUE NOMINALE.....	36
3.1. Considérations générales	36
3.2. Sensibilité des barrages au débordement en cas de crues extrêmes	42
3.2.1. Barrages en terre	44
3.2.2. Les barrages en enrochement	46
3.2.3. Barrages en béton.....	48
3.3. Capacité supplémentaire dans les évacuateurs opérationnels.....	50
3.3.1. Évacuateurs sans vannes.....	54
3.3.2. Évacuateurs à vannes.....	58
3.4. Évacuateurs auxiliaires et de secours	62
3.5. Atténuation des pointes de crue	64
3.6. Revanche.....	64
3.7. Dégâts et évacuateurs endommagés.....	66
3.8. Conclusions et recommandations	68
3.9. Références	68

TABLE OF CONTENTS

1. INTRODUCTION	15
1.1. Importance of the subject	15
1.2. Conceptual framework	17
1.3. Key issues	19
1.4. References	19
2. CONFIDENCE LEVEL ASSESSMENT OF DESIGN FLOOD ESTIMATES	21
2.1. Definition of design flood	21
2.1.1. Current practice	21
2.1.2. Uncertainties	21
2.2. Discussion on confidence limits	23
2.2.1. Peak discharge	23
2.2.2. Confidence band	25
2.2.3. Example	29
2.3. Change of design method and criteria	31
2.4. Climate changes	31
2.5. References	33
3. STRATEGY FOR PLANNING SPILLWAY ARRANGEMENTS WITH EMPHASIS OF FLOODS EXCEEDING DESIGN FLOOD	37
3.1. General considerations	37
3.2. Sensitivity of dams to overtopping by extreme floods	43
3.2.1. Earthfill dams	45
3.2.2. Rockfill dams	47
3.2.3. Concrete dams	49
3.3. Additional capacity in operational spillways	51
3.3.1. Ungated spillways	55
3.3.2. Gated spillways	59
3.4. Auxiliary and emergency spillways	63
3.5. Attenuation of flood peaks	65
3.6. Freeboard	65
3.7. Damages and damaged spillways	67
3.8. Conclusions and recommendations	69
3.9. References	69

4. MOYENS À ENVISAGER POUR GÉRER DES CRUES SUPÉRIEURES À LA CRUE NOMINALE	72
4.1. Définitions et utilisation d'évacuateurs auxiliaires et de secours.....	72
4.1.1. Dignes fusibles érodables	72
4.1.2. Évacuateurs à remblai / évacuateurs auxiliaires ou de secours ...	78
4.1.3. Les évacuateurs de secours avec des géomembranes	82
4.2. Vidanges de fond.....	82
4.2.1. Caractéristiques principales	84
4.2.2. Considérations de conception hydraulique et structurelle.....	86
4.2.3. Considérations particulières.....	88
4.2.4. Autres problèmes associés aux vidanges de fond.....	92
4.3. Différentes solutions de faible coût pour améliorer la capacité des évacuateurs pour les évacuateurs libres	94
4.3.1. Surélévation du niveau de la crête	94
4.3.2. Abaissement du niveau du seuil d'un évacuateur et placement d'éléments fusibles	96
4.3.3. Sacs de sable.....	96
4.3.4. Hausses de déversoir ou plaques fusibles.....	96
4.3.5. Batardeaux	98
4.3.6. Dignes fusibles en béton.....	98
4.3.7. Vannes fusibles	100
4.3.8. Approfondissement du seuil de l'évacuateur et mise en place de parois en labyrinthe.....	100
4.4. Références	102
5. PROCÉDURES OPÉRATIONNELLES.....	106
5.1. Introduction	106
5.2. Entretien	106
5.3. Fonctionnement	110
5.4. Formation.....	112
5.5. Références	116
6. SYSTÈME D'ALERTE DE CRUE	118
6.1. Fonctions principales d'un système d'alerte de crue intégré.....	118
6.2. Composants principaux d'un DSS	120
6.3. Caractéristiques d'un DSS pour l'alerte et le contrôle des crues.....	120
6.3.1. Le sous-système d'acquisition de données	120
6.3.2. Le sous-système de modélisation	120
6.3.3. L'interface de dialogue	122
6.4. Temps de devancement.....	124

4. PROJECT FACILITIES MEANS TO DEAL WITH FLOODS IN EXCESS OF DESIGN FLOOD	73
4.1. Definition and use of auxiliary and emergency spillways	73
4.1.1. Erodible fuse plug	73
4.1.2. Earthcut spillways / auxiliary or emergency spillways	79
4.1.3. Emergency spillways using geomembranes.....	83
4.2. Low-level outlets.....	83
4.2.1. Main features	85
4.2.2. Hydraulic and structural design considerations.....	87
4.2.3. Special consideration	89
4.2.4. Other problems associated with low-level outlets.....	93
4.3. Various low cost solutions to improve spillways capacity for free flow spillway	95
4.3.1. Raising crest level.....	95
4.3.2. Lowering spillway sill level and placing fuse elements	97
4.3.3. Sand bags	97
4.3.4. Flashboards or fuseplates	97
4.3.5. Stoplogs.....	99
4.3.6. Concrete fuseplugs	99
4.3.7. Fuse gates	101
4.3.8. Deepening spillway sill and placing labyrinth walls	101
4.4. References	103
5. OPERATIONAL PROCEDURES	107
5.1. Introduction	107
5.2. Maintenance	107
5.3. Operation	111
5.4. Training	113
5.5. References	117
6. FLOOD WARNING SYSTEM.....	119
6.1. Main functions of an integrated flood warning system	119
6.2. Main components of a DSS	121
6.3. Characteristics of a DSS for flood warning and control.....	121
6.3.1. Data acquisition subsystem	121
6.3.2. Model subsystem	121
6.3.3. Dialogue interface	123
6.4. Lead-time	125

6.5. Taille du bassin.....	124
6.6. L'utilisation de Systèmes Experts.....	124
6.6.1. La vérification de l'acquisition de données.....	126
6.6.2. Divergences de simulation et de prévision.....	126
6.6.3. Décision face au danger.....	126
6.6.4. Exemple : Système de prévision hydrologique en temps réel.....	126
6.6.4.1. <i>Classification des prévisions</i>	128
6.6.4.2. <i>Relation entre les prévisions météorologiques et hydrologiques et services compétents</i>	128
6.6.4.3. <i>Composants d'un système FORTH</i>	130
6.7. Conclusions générales et recommandations.....	134
6.8. Analyse de bénéfice et de coût des prévisions hydrologiques.....	134
6.9. Références.....	136
7. ÉTUDES DE CAS : QUELQUES EXPÉRIENCES SUR LE PASSAGE EN SÉCURITÉ DE CRUES EXTRÊMES EN CHINE.....	138
7.1. Introduction.....	138
7.2. Incidents sur les évacuateurs.....	138
7.2.1. « Crue 75-8 » et désastres.....	138
7.2.1.1. « Crue 75-8 » dans le bassin de la rivière Huai.....	138
7.2.1.2. Barrages rompus par la crue 75-8.....	138
7.2.1.3. Désastres catastrophiques de la « crue 75-8 ».....	142
7.2.1.4. Raisons principales de la rupture du barrage.....	142
7.2.1.5. Reconstruction des deux barrages.....	142
7.2.2. Dégâts de l'évacuateur du barrage de Fengman.....	142
7.2.3. Dégâts au bassin d'amortissement dans le projet Wuqiangxi.....	144
7.2.3.1. Conception de l'évacuateur et dissipation de l'énergie.....	144
7.2.3.2. Fonctionnement et dégâts dans le bassin de droite.....	146
7.2.3.3. Raisons des dégâts.....	146
7.3. Critères pour la crue nominale.....	146
7.4. Exemples d'augmentations d'évacuateurs et de barrages.....	150
7.4.1. Quelques exemples de rénovation d'évacuateurs après révision des évacuateurs.....	150
7.4.2. Rénovation des barrages.....	152
7.4.3. Gestion du réservoir et du barrage.....	152
7.4.4. Augmentation de l'évacuateur de secours ou de la digue fusible.....	152
7.5. Système de prévision hydrologique et de crue.....	156
7.5.1. Système national de prévision hydrologique et de crue.....	156
7.5.2. Système de prévision et d'alerte de crue lors de la crue « 75-8 ».....	158
7.5.3. Prévisions de crue en temps réel et régulation.....	158

6.5. Size of the watershed	125
6.6. The use of expert systems	125
6.6.1. Data acquisition checking.....	127
6.6.2. Simulation and forecasting divergences.....	127
6.6.3. Decision-making hazard response.....	127
6.6.4. Example: forecasting real-time hydrological system.....	127
6.6.4.1. <i>Classification of forecasts</i>	129
6.6.4.2. <i>Relationship of meteorological and hydrological forecasts and relevant services</i>	129
6.6.4.3. <i>Components of a FORTH system</i>	131
6.7. General conclusions and recommendations	135
6.8. Benefit and cost analysis of hydrological forecasts.....	135
6.9. References	137
7. CASES STUDIES: SOME EXPERIENCES ON SAFE PASSAGE OF EXTREME FLOOD IN CHINA	139
7.1. Introduction	139
7.2. Incidents on spillways	139
7.2.1. “75-8 flood” and disasters.....	139
7.2.1.1. <i>“75-8 flood” in Huai River Basin</i>	139
7.2.1.2. <i>Dams broken by 75-8 flood</i>	139
7.2.1.3. <i>Catastrophic disasters by “75-8 flood”</i>	143
7.2.1.4. <i>Main reasons of dam broken</i>	143
7.2.1.5. <i>Reconstruction for two dams</i>	143
7.2.2. <i>Damage of spillway in Fengman Dam</i>	143
7.2.3. <i>Damage of stilling basin in Wuqiangxi Project</i>	145
7.2.3.1. <i>Design of spillway and energy dissipation</i>	145
7.2.3.2. <i>Operation and damage in the right pool</i>	147
7.2.3.3. <i>Reasons of damage</i>	147
7.3. Criteria for design flood	147
7.4. Examples of increase of spillways and dams	151
7.4.1. Some examples of rehabilitation of spillways after reviewing the spillways	151
7.4.2. Rehabilitation of the dams	153
7.4.3. Management of the reservoir and dam.....	153
7.4.4. Increase the emergency spillway or fuse plug.....	153
7.5. Hydrological and flood forecasting system.....	157
7.5.1. National hydrological and flood forecasting system	157
7.5.2. Flood forecast and warning system in “75-8 flood”	159
7.5.3. Real-time flood forecast and regulation	159

7.6. Disposition constructive pour passer des crues extrêmes dans les réservoirs chinois nouvellement conçus	160
7.6.1. Exemples de projets réels.....	160
7.6.2. Études de cas pour le passage de crues extrêmes.....	166
7.6.2.1. <i>Projet Dahuofang</i>	166
7.6.2.2. <i>Crue 98 dans la rivière Minjiang et régulation de la crue par le projet Shuikou</i>	170
7.7. Débordement du barrage de Foziling.....	170
7.8. Références	174
8. ÉTUDES DE CAS : EXPÉRIENCES SUR LE PASSAGE DE CRUES EXTRÊMES AU CANADA	178
8.1. Les événements de 1996 à Saguenay	178
8.1.1. Description du bassin.....	178
8.1.2. Description des phénomènes météorologiques	178
8.1.3. Écoulements.....	178
8.1.4. Description des travaux pour le contrôle des crues	180
8.2. Dégâts pendant la crue de 1996.....	180
8.3. Raisons derrière les problèmes	184
8.4. Références	186
9. ÉTUDE DE CAS : EXPÉRIENCE SUR LE PASSAGE DE CRUES EXTRÊMES AU BRÉSIL.....	188
9.1. Note sur le cas de l'évacuateur du barrage de Tucuruí.....	188

7.6. Design arrangement for passing extreme flood in newly designed Chinese reservoirs.....	161
7.6.1. Examples from real projects	161
7.6.2. Case studies on passing extreme flood.....	167
7.6.2.1. <i>Dahuofang project</i>	167
7.6.2.2. <i>98 Flood in Minjiang River and flood regulation by Shuikou Project</i>	171
7.7. Over topping on Foziling Dam.....	171
7.8. References	175
8. CASE STUDY: EXPERIENCES ON PASSAGE OF EXTREME FLOOD IN CANADA	179
8.1. The 1996 events in Saguenay	179
8.1.1. Description of the watershed	179
8.1.2. Description of the meteorological phenomena	179
8.1.3. Flows	179
8.1.4. Description of works for the control of floods.....	181
8.2. Damages during the 1996 flood.....	181
8.3. Reasons behind problems	185
8.4. References	187
9. CASE STUDY: EXPERIENCE ON PASSAGE OF EXTREME FLOOD IN BRAZIL	189
9.1. Note on the case of the Tucuruí Dam Spillway	189

TABLEAUX /FIGURES

TABLEAUX

Tableau 1	Fiabilités approximatives en fonction de la limite de confiance..	26
Tableau 2	Catégories de conservation d'eau et de projets d'énergie hydraulique (Ministère de la Construction, 1994).....	148
Tableau 3	Critères de contrôle de crue pour des structures hydrauliques pour l'ingénierie de barrages (Ministère de la Construction, 1994)	150
Tableau 4	Application des évacuateurs de secours en Chine	154
Tableau 5	Applications de digues fusibles en Chine	156
Tableau 6	Les caractéristiques principales des aménagements d'évacuation	166
Tableau 7	Barrages et digues du réservoir de Kénogami	182
Tableau 8	Barrages sur les rivières Chicoutimi et Aux Sables en aval du réservoir de Kénogami	182

FIGURES

Fig. 1	Variations relatives à grande échelle du ruissellement annuel (disponibilités en eau, en pourcentage) pour la période 2090-2099, par rapport à la période 1980-1999. La figure présente les valeurs médianes de 12 modèles climatiques selon le scénario A1B du SRES.	30
Fig. 2	Barrage-voûte du Vajont en Italie	50
Fig. 3	Barrage de Mervent, France	52
Fig. 4	Évacuateur sans vannes, Hoover Dam, Arizona, États-Unis.....	54
Fig. 5	Barrage de Mrica, Indonésie	56
Fig. 6	Déversoir avec vannes, Itaipu, Brésil	58
Fig. 7	Évacuateur avec vannes, Barrage Scrivener, Canberra, Australie	62
Fig. 8	Plot fusible en béton, Terminus Dam, Californie, USA	76
Fig. 9	Vidange de fond, Barrage d'Eupen, Belgique.....	84
Fig. 10	Déversoir fusible en plots en béton, Barrage Ruti, Zimbabwe.....	98
Fig. 11	PK Weirs Laboratoire d'Hydraulique des Constructions Université de Liège Belgique	102
Fig. 12	Schéma d'un système de support à la décision (Biedermann, 1997)	118
Fig. 13	Schéma d'un système de support à la décision (Biedermann, 1997)	122
Fig. 14	Sous-systèmes FORTH	132
Fig. 15	Interdépendance espace-temps des sous-systèmes FORTH	132
Fig. 16	Barrage Banqiao (Rivière Ruhe, Chine) après la rupture.....	140
Fig. 17	Barrage Fengman, Rivière Sungari, Chine	144
Fig. 18	Barrage et centrale hydroélectrique de Wuqiangx Chine.....	144
Fig. 19	Barrage des Trois Gorges, Fleuve Yang Tse Chine.....	164
Fig. 20	Barrage des Trois Gorges, Fleuve Yang Tse Chine.....	164

TABLES / FIGURES

TABLE

Table 1	Approximate reliabilities as a function of confidence limit	27
Table 2	Category of Water Conservancies and Hydropower Projects (Ministry of Construction, 1994)	149
Table 3	Criteria of Flood Control for Hydraulic Structures for Dam Engineering (Ministry of Construction, 1994)	151
Table 4	Application of emergency spillways in China	155
Table 5	Applications on fuse plugs in China	157
Table 6	Main characteristics on discharge facilities	167
Table 7	Dams and dikes of Kénogami reservoir	183
Table 8	Dams on Chicoutimi and Aux Sables rivers downstream Kénogami reservoir	183

FIGURES

Fig. 1	Large-scale relative changes in annual runoff (water availability, in percent) for the period 2090-2099, relative to 1980-1999. Values represent the median of 12 climate models using the SRES A1B scenario	31
Fig. 2	Vajont arch dam in Italy	51
Fig. 3	Mervent dam in France	53
Fig. 4	Ungated Spillway, Hoover Dam, Arizona, USA	55
Fig. 5	Mrica Dam, Indonesia	57
Fig. 6	Gated Spillway, Itaipu, Brazil	59
Fig. 7	Gated Spillway, Scrivener Dam, Canberra, Australia	63
Fig. 8	Concrete fuse plug, Terminus Dam, California, USA	77
Fig. 9	Low-level Outlet, Eupen Dam, Belgium	85
Fig. 10	Fuse plug concrete Spillway, Ruti Dam, Zimbabwe	99
Fig. 11	PK Weirs. Laboratory of Hydraulic Constructions University of Liège Belgium	103
Fig. 12	Scheme of Decision Support System (Biedermann, 1997)	119
Fig. 13	Scheme of Decision Support System (Biedermann, 1997)	123
Fig. 14	FORTH subsystems	133
Fig. 15	Time-space interdependency of FORTH subsystems	133
Fig. 16	Banqiao Dam (Ruhe River, China) after the break	141
Fig. 17	Fengman Dam, Sungari River, China	145
Fig. 18	Wuqiangxi Dam and HPP China	145
Fig. 19	Gorges dam, Yangtze River, China	165
Fig. 20	Gorges dam, Yangtze River, China	165

1. INTRODUCTION

1.1. IMPORTANCE DU SUJET

La gestion adéquate de crues présente une importance fondamentale pour la sécurité des barrages eux-mêmes et la sécurité que ces barrages doivent apporter. Selon des études statistiques (ICOLD, 1995 et 2003), récemment, des événements de crue ont été le risque naturel majeur responsable de pertes humaines et économiques et une des raisons principales de défaillances de barrages. C'est particulièrement vrai pour de petits barrages de 30 mètres de hauteur ou moins. La classification de la CIGB définit en tant que grands barrages ceux qui ont une hauteur de 15 m ou plus.

Les pertes dues aux crues et aux inondations se sont élevées au premier rang dans les statistiques mondiales qui comprennent les risques et catastrophes naturels tels que les tremblements de terre, les éruptions volcaniques, les tempêtes et les incendies.

Au fil du temps, l'incidence de problèmes sévères de barrages a diminué et représente moins de 0,5 % par an pour les barrages construits après le milieu du 20^e siècle. Une des raisons principales des cas rapportés de problèmes sévères est le débordement, notamment dans les barrages en terre, en enrochement (31 % comme cause primaire, 18 % comme cause secondaire) et les barrages en maçonnerie (43 %). Une majorité des cas de débordement était due à une capacité inadéquate de l'évacuateur (71 %).

Malgré les avancées réalisées dans la réduction de défaillances de barrages au fil du temps, en raison du progrès des connaissances et de l'accumulation de l'expérience, des inquiétudes associées à la sécurité des barrages en général et à la sécurité hydrologique/hydraulique en particulier, les inquiétudes se situent toujours parmi les préoccupations les plus urgentes en matière d'ingénierie, méritant davantage d'attention et de développement. Les raisons de l'importance actuelle et à venir du sujet sont :

- Les conséquences directes et indirectes graves des éventuelles défaillances de barrages sur la vie humaine, l'environnement et l'économie.
- L'implémentation prévue de projets de barrages, comprenant de nouveaux projets, notamment dans des pays d'Afrique, d'Asie et d'Amérique Latine ; le besoin d'une rénovation et d'une mise à niveau de vieux barrages ; le besoin de faire face à des conditions et des contraintes difficiles croissantes pour l'implantation de barrages.
- L'implémentation intense de petits barrages avec une utilisation limitée de ressources d'ingénierie, avec pour conséquence des risques accrus, qui sont prouvés par les statistiques de défaillances.
- Le rôle pertinent de phénomènes hydrologiques/hydrauliques comme causes primaires ou secondaires de défaillances de barrages.
- Les caractéristiques spécifiques de la sécurité hydrologique/hydraulique, notamment sa dépendance d'incertitudes (par exemple les prévisions hydrologiques, les changements climatiques), des limites des informations

1. INTRODUCTION

1.1. IMPORTANCE OF THE SUBJECT

The adequate management of floods is of fundamental importance either for dam safety and for the security, these dams should provide. According to statistical overviews (ICOLD, 1995 and 2003), in recent times flood events have been the main natural hazard responsible for human and economic losses and one of the main reasons for dam failures. This is particularly true for small dams with heights 30 meters or less. ICOLD classification defines as large dams those which has heights of 15 m or higher.

Losses due to floods and inundations rank in first place in the worldwide statistics that includes natural hazards and catastrophes such as earthquakes, volcanic eruptions, storms and fire.

In the course of time, the incidence of dam severe problems has been decreasing and represents less than 0.5% per year for dams built after mid 20th century. A major reason for the reported cases of severe problems is overtopping, notably in earth, rockfill dams (31% as primary cause, 18% as secondary cause), and masonry dams (43%). A majority of cases of overtopping was due to inadequate spillway capacity (71%).

In spite of the advances achieved in the reduction of dam failures over time, due to the progress in knowledge and accumulation of experience, concerns related to the safety of dams in general, and their hydrological/hydraulic safety in particular, still rank very high in the agenda of engineering topics deserving further attention and development. Reasons for the present date and future importance of the subject are:

- the severe direct and indirect consequences of potential dam failures on human life, environment and economy;
- planned implementation of dam projects including new projects, notably in countries of Africa, Asia and Latin America; the need for the rehabilitation and up rating of aging dams; the need to cope with increasingly difficult conditions and constraints for the implementation of dams;
- the intense implementation of small dams with limited use of engineering resources, resulting in increased risks, as evidenced by the statistics of failures;
- the relevant role of hydrological/hydraulic phenomena as primary or secondary causes for dam failure;
- the specific characteristics of hydrological/hydraulic safety, namely its dependence on uncertainties (e.g. hydrological forecasts, climatic changes), limitation of available information (e.g. precipitation and stream flow records

disponibles (par exemple insuffisamment d'enregistrements des précipitations et des débits) et de la prédictibilité limitée de phénomènes qui interfèrent (par exemple des événements hydrométéorologiques extrêmes).

1.2. CADRE CONCEPTUEL

Depuis le début du 20^e siècle et le début de l'activité de construction « moderne » de barrages, les défis multiples associés aux occurrences de crues et leurs conséquences sur les projets de barrages ont été affrontés de manière plus systématique par les ingénieurs. La période est caractérisée par un approfondissement progressif de la compréhension des phénomènes de crues, l'évolution de concepts conduisant à la gestion actuelle des crues et au développement de méthodologies de planification et de critères pour leur faire face.

Un récapitulatif mis à jour des mesures nécessaires pour faire face aux crues (Petry, 2002) attire l'attention sur l'intégration et l'harmonisation de moyens structurels et non structurels pour atteindre effectivement des objectifs de gestion de crues. Ces mesures comprennent :

- des mesures structurelles (interventions physiques et opérationnelles) : des mesures intensives (par exemple des travaux localisés de construction et leur exploitation); extensives (par exemple des interventions réparties dans la zone du réservoir, des interventions réparties dans la zone de captage).
- des mesures non structurelles : la prévision de crues; l'établissement des zones des régions potentiellement affectées; les plans d'intervention; les assurances.

Les critères d'ingénierie et les méthodologies de planification associés à la sécurité hydrologique/hydraulique des barrages ont également fait l'objet d'une évolution au cours du temps. En partant de la détermination traditionnelle de la capacité de l'évacuateur sur base des prévisions statistiques d'occurrences de crues et de l'évaluation du risque acceptable (usuellement une période de retour des événements de crues), un premier changement important a été introduit dans la pratique d'ingénierie par l'inclusion d'une autre méthodologie déterministe telle que PMP-PMF (Probable Maximum Precipitation-Probable Maximum Flood) pour évaluer indépendamment les caractéristiques d'éventuels hydrogrammes de débits extrêmes. Une autre étape, la raison principale de ce Bulletin, est basée sur la perception des limitations des méthodologies existantes pour prédire les événements hydrologiques extrêmes avec un niveau élevé de confiance. Un exemple typique pour illustrer ce point est la conception du barrage de Tucuruí sur la rivière Tocantín, dans le bassin de l'amazone au Brésil, qui est brièvement décrit à la fin de ce Bulletin (Petry & al. 2002).

Le cadre conceptuel exploré dans ce Bulletin peut, en conclusion, être résumé comme suit :

- La détermination d'un hydrogramme de crue nominale, sur base des meilleures méthodologies dont on dispose (statistiques, PMP-PMF, régionalisation, autres) et la meilleure utilisation possible des données disponibles avec une attention particulière sur les données au niveau de confiance de leurs estimations et sur les définitions nominales sur base d'une technique traditionnelle et des critères économiques.

of adequate extent) and limited predictability of intervening phenomena (e.g. extreme hydro-meteorological events).

1.2. CONCEPTUAL FRAMEWORK

Since the beginning of the 20th century and the ‘early’ modern dam construction activity, the multiple challenges related to flood occurrences and their consequences on dam projects have been more systematically faced by engineers. The period is characterized by a progressive deepening of the understanding of flood phenomena, the evolution of concepts leading to present-date Flood Management and the development of planning methodologies and criteria to cope with floods.

An updated overview of measures to cope with floods (Petry, 2002) draws attention to the needed integration and harmonization of structural and non-structural means to effectively achieve flood management objectives. Such measures include:

- structural (physical and operational interventions): intensive (e.g. localized constructive works and their operation); extensive (e.g. distributed interventions in the reservoir area, distributed interventions in the catchment area);
- non-Structural: forecasting of floods; zoning of potentially affected areas; contingency plans; insurances.

Engineering criteria and planning methodologies related to hydrological/hydraulic safety of dams were also the objects of evolution over time. Starting from the traditional determination of spillway capacity based on the statistical forecast of flood occurrences and the assessment of the acceptable risk (usually a return period for the flood events), a first important change was introduced in the engineering practice by inclusion of an alternative deterministic methodology such as the PMP-PMF (Probable Maximum Precipitation-Probable Maximum Flood) to independently evaluate the characteristics of possible extreme flood hydrographs. A further step, the main reason for this Bulletin, is based on the recognition of the limitations of the existing methodologies to forecast extreme hydrological events with high level of confidence. A typical example to illustrate this point corresponds to the design of the Tucurui Dam on the Tocantins River, Amazon Basin in Brazil, briefly described at the end of this Bulletin (Petry & *al.*, 2002).

As a conclusion, the conceptual framework explored in this Bulletin can be summarized as follows:

- determination of the Design Flood Hydrograph, based on the best available methodologies (Statistical, PMP-PMF, regionalization, others) and making the best use of available data. Special attention given to the confidence level of these estimates. Design definitions based on conventional technical and economic criteria;

- Une reconnaissance explicite que la crue nominale peut être dépassée pendant la durée de vie du projet (débit extrême). Imaginer des moyens pour éviter ou empêcher les défaillances de barrages et leurs conséquences, même au prix de dommages non essentiels et réparables.

Le répertoire des moyens possibles comprend :

- Des capacités supplémentaires de l'évacuateur, au moyen d'évacuateurs auxiliaires, de rupture de digues fusibles, de vannes fusibles, des vidanges de bas niveau
- La contribution obtenue par la prévision des crues et l'exploitation précoce du réservoir
- Des systèmes d'avertissement de crue et des plans d'intervention associés
- Des mesures d'urgence de protection contre l'eau

1.3. QUESTIONS CLEFS

Les questions clefs suivantes sont les buts spécifiques du Bulletin :

- Quels sont les niveaux de confiance qu'on peut attendre des prévisions de crues basées sur des enregistrements limités, notamment dans le cas d'événements rares ?
- Quelle est l'expérience associée à l'occurrence de crues supérieures à la capacité de base ?
- Quelle est l'expérience relative à l'utilisation d'évacuateurs auxiliaires, de digues fusibles, de vannes fusibles et d'autres dispositifs pour augmenter la capacité des évacuateurs ?
- Quels avantages peuvent être tirés des prévisions de crues, de l'exploitation précoce du réservoir, des systèmes d'avertissement et des plans d'urgence associés ?
- Enfin, quel est le potentiel et quelles sont les limitations de la gestion de crues supérieures à la capacité de base ? Quelles recommandations peuvent-elles être faites dans ce contexte ?

1.4. RÉFÉRENCES

ICOLD (1987). Bulletin no. 59 - Dam Safety Guidelines.

ICOLD (1987). Bulletin no. 58 - Spillways for Dams.

ICOLD (1992). Bulletin no. 82 - Selection of Design Flood.

ICOLD (1995). Bulletin no. 99 - Dam Failures - Statistical Analysis.

ICOLD (2003). Bulletin no. 125 - Dams and Floods.

PETRY, B. (2002). Coping with Floods: Complementarities of structural and non-structural measures, Keynote Address, Proceedings Volume I, Flood Defense Conference, Beijing, China.

PETRY, B. & *al.* (2002). Tucurui's Spillway on the Tocantins River-Performance during 17 years of operation, in Large Brazilian Spillways, ICOLD/Brazilian Committee on Dams.

- explicit recognition that the Design Flood can be exceeded during Project lifetime ('Extreme Flood'). Devise means to avoid or inhibit dam failure and its consequences, even at the cost of non-essential and repairable damages.

The repertory of possible means includes:

- additional spillway capacity, by means of auxiliary spillways, breaching fuse-plugs, fuse gates, low-level outlets;
- contribution achieved by flood forecasting and early reservoir operation;
- flood warning systems and related contingency plans;
- emergency water-proofing measures.

1.3. KEY ISSUES

The following key issues are the specific target of the Bulletin:

- What are the expected confidence levels of Flood forecasts based on limited availability of records, notably in rare events?
- What is the experience related to the occurrence of floods in excess of design capacity?
- What is the experience with the use of auxiliary spillways, fuse-plugs, fuse gates and other devices to increase spillway capacity?
- What benefits can be derived from flood forecasting, early reservoir operation, warning systems and related emergency plans?
- Ultimately, what is the potential and what are the limitations of handling floods in excess of design capacity? What recommendations can be made in this context?

1.4. REFERENCES

ICOLD (1987). Bulletin no. 59 - Dam Safety Guidelines.

ICOLD (1987). Bulletin no. 58 - Spillways for Dams.

ICOLD (1992). Bulletin no. 82 - Selection of Design Flood.

ICOLD (1995). Bulletin no. 99 - Dam Failures - Statistical Analysis.

ICOLD (2003). Bulletin no. 125 - Dams and Floods.

PETRY, B. (2002). Coping with Floods: Complementarities of structural and non-structural measures, Keynote Address, Proceedings Volume I, Flood Defense Conference, Beijing, China.

PETRY, B. & *al.* (2002). Tucurui's Spillway on the Tocantins River-Performance during 17 years of operation, in Large Brazilian Spillways, ICOLD/Brazilian Committee on Dams.

2. ÉVALUATION DU NIVEAU DE CONFIANCE DES ESTIMATIONS DE CRUES NOMINALES

2.1. DÉFINITION D'UNE CRUE NOMINALE

2.1.1. Pratique actuelle

La pratique actuelle dans la conception de barrages consiste à sélectionner d'abord la crue nominale qui est supposée appropriée pour le potentiel de risque du barrage et du réservoir et à déterminer son débit de pointe et/ou son hydrogramme complet. Ensuite, les évacuateurs et les ouvrages de vidange peuvent être conçus, ou un stockage adéquat peut être alloué dans le réservoir, qui peut recevoir, en sécurité, la crue sans mettre le barrage et ses structures accessoires en danger, ni provoquer des pertes humaines et des dommages matériels dans les régions en aval du barrage.

Un relevé des projets existants montre que dans de nombreux projets modernes, le ou les évacuateurs sont conçus pour une valeur de débit de pointe basée sur des critères qui prennent usuellement en considération la crue nominale de l'évacuateur ainsi qu'une crue de sécurité qui est la crue maximale qui ne provoquera pas la destruction du barrage. Cette approche est également le critère standard dans la plupart des pays, où il s'agit alors d'une recommandation officielle pour la conception de barrages.

La sélection de la crue nominale qui est basée sur des directives établies par l'agence gouvernementale responsable, les promoteurs du projet et/ou les institutions de financement du projet, varie largement d'un pays à l'autre, selon le type de barrage et les conséquences d'une défaillance du barrage, etc. Ce processus est abordé dans sa totalité dans l'ICOLD Bulletin 82, « Selection of Design Flood » publié en 1992.

Les procédés utilisés pour déterminer la crue nominale sont intrinsèques au processus de sélection. À nouveau, les procédures utilisées varient dans une large mesure entre les différents praticiens, allant d'approches probabilistes basées sur des événements de crue observés précédemment ou déduits, à l'utilisation de modèles de ruissellement des précipitations sur base de la conception du bassin, d'événements de précipitations et de conditions de bassin présumées correspondant à la crue nominale.

Une des pratiques courantes actuelles est d'utiliser les crues de sécurité pour évaluer la sécurité réelle du barrage.

2.1.2. Incertitudes

Un principe de base commun à toutes ces méthodologies est l'incertitude associée à l'estimation de la crue résultante en raison d'incertitudes liées aux données hydrométéorologiques utilisées dans la détermination de la crue nominale.

Les professionnels de la conception de barrages admettent, de manière générale, qu'une bonne ingénierie demande une conception réaliste ou justifiée et

2. CONFIDENCE LEVEL ASSESSMENT OF DESIGN FLOOD ESTIMATES

2.1. DEFINITION OF DESIGN FLOOD

2.1.1. Current practice

Current practice in the design of dams is to first select the design flood, which is deemed appropriate for the hazard potential for the dam and reservoir and to determine its peak flow rate and/or its entire hydrograph. Then, spillways and outlet works can be designed, or an adequate storage can be allocated in the reservoir, which could safely accommodate the flood without putting the dam and its appurtenant structures at risk and causing loss of life and property damages in areas downstream of the dam.

A survey of existing projects shows that in many modern projects the spillway (or spillways) is designed for a peak flow value based on criteria which usually consider the spillway design flood proper as well as a check flood which is taken as the maximum flood that will not cause the destruction of the dam. This approach is also the standard criterion in most countries where there is an official recommendation for the design of dams.

The selection of the design flood, which is based on guidelines established by the responsible government agency, the project sponsors and/or the project financing institutions, varies widely from country to country, according to the type of dam and the consequences of dam failure, etc. This process is fully addressed in ICOLD Bulletin 82, "Selection of Design Flood" published in 1992.

Intrinsic to the selection process are the methods used to determine the design flood. Again, the used procedures vary greatly among the practitioners, from probabilistic approaches based on previously observed or inferred flood events to the use of precipitation-runoff models based on basin design precipitation events and assumed basin conditions corresponding to the design flood.

One of the current practices is now to use the safety check floods to assess the real safety of the dam.

2.1.2. Uncertainties

One basic fundamental common to all these methodologies is the uncertainty associated with the resulting flood estimate because of uncertainties of the hydro-meteorological data used in the determination of the design flood.

It is generally recognized by dam design professionals that good engineering demands realistic or justified design and that the dam should be designed to

que le barrage doit être conçu pour s'adapter aux crues maximales calculées, sur base du critère de conception hydrologique approuvé. Par conséquent, les crues dépassant la crue nominale devront être envisagées dans le contexte associé à des incertitudes dans l'estimation, telles que définies par les limites de confiance ainsi déterminées.

Les buts de ce Bulletin sont de montrer certaines de ces incertitudes associées à la détermination de la crue nominale et les étapes que les professionnels de la conception de barrage devraient franchir pour s'adapter à ces incertitudes, afin que les ouvrages de vidange conçus puissent faire passer en sécurité les crues dépassant la crue nominale.

2.2. DISCUSSION SUR LES LIMITES DE CONFIANCE

2.2.1. Débit de pointe

Le débit de pointe de la crue nominale pour un projet de barrage est obtenu, soit par une analyse statistique utilisant les pointes de crues historiques observées au niveau ou à proximité du site du barrage, ou par voie déterministe, via un modèle de ruissellement des précipitations en utilisant une précipitation nominale et d'autres paramètres hydrologiques correspondants, associés au bassin, appropriés pour les conditions nominales. Dans ce dernier cas, les valeurs de précipitations nominales sont généralement déterminées statistiquement en utilisant des données historiques. Néanmoins, la plupart du temps, elles sont normalement dérivées de l'observation d'une série de tempêtes, en maximisant les précipitations dues à celles-ci, en utilisant des données météorologiques et en les transposant en captage pour maximiser l'impact sur le site.

Dans la pratique australienne, il n'y a aucune hypothèse « générale » sur l'indépendance entre des facteurs responsables de l'inondation et la marche à suivre est donnée dans le *Book VI of Australian Rainfall and Runoff* (Nathan et Weinmann, 1999) : l'indépendance des différents facteurs doit être établie avant qu'ils soient appliqués dans un modèle d'évaluation de l'inondation. L'indépendance a été établie à partir de l'analyse statistique des données régionales, mises en commun pour les événements importants et extrêmes : entre l'intensité des précipitations et l'humidité antérieure du bassin versant dans le Sud-est de l'Australie et entre l'intensité des précipitations et le modèle temporel. Là où l'indépendance n'est pas établie, les méthodes de Monte-Carlo ont été développées et utilisées pour incorporer, d'une façon robuste, la probabilité commune des facteurs responsables de l'inondation même s'ils ne sont pas indépendants (Nathan et autres, 2003 ; Weinmann et Nathan, 2004 ; Hill et autres, 2005).

Par conséquent, indépendamment de l'approche choisie, la détermination de la crue nominale impliquera des analyses statistiques des données.

On notera qu'un enregistrement spécifique d'observations hydrométéorologiques en un site n'est qu'un échantillon aléatoire limité de la population sous-jacente de ce paramètre hydrométéorologique en cet endroit. Les statistiques ainsi développées reflètent celles de la période d'échantillonnage et non pas celles de la population. Si la même taille de l'échantillon pouvait être sélectionnée dans une période

accommodate the maximum floods computed with basis in the approved hydrologic design criterion. Therefore, floods exceeding the design flood should be taken in the context associated with the uncertainties in the estimate as defined by the confidence limits so determined.

The goals of this Bulletin is to show some of these uncertainties associated with the determination of the design flood and the steps that the dam design professionals should take to accommodate these uncertainties, so that the designed outlet works could safely pass floods exceeding the designed one.

2.2. DISCUSSION ON CONFIDENCE LIMITS

2.2.1. Peak discharge

The peak discharge of the design flood for a dam project is obtained either by means of a statistical analysis using the historical flood peaks observed (at or near the dam site) or deterministically via a precipitation-runoff model using a design rainfall and other corresponding basin hydrologic parameters appropriate for the design conditions. In the latter case, the design precipitation values are generally determined statistically using historical data. Nevertheless, most of the time, they are normally derived by looking at a range of storms, maximizing the rainfall from them using meteorological data, and transposing them to the catchment to maximize the impact on the site.

In Australian practice, there are no “general” assumptions of independence between flood causing factors and advice is given in *Book VI of Australian Rainfall and Runoff* (Nathan and Weinmann, 1999) that the independence of such factors should be established before they are applied in a flood estimation model. Independence has been established, from statistical analysis of regionally-pooled data for large and extreme events: between rainfall depth and antecedent catchment’s wetness in South-Eastern Australia and between rainfall depth and temporal pattern. Where independence is not established, Monte-Carlo approaches have been developed and applied to incorporate, in a robust manner, the joint probability of flood causing factors even where they are not independent (Nathan *et al.*, 2003; Weinmann and Nathan, 2004; Hill *et al.*, 2005).

Therefore, regardless the approach chosen, the determination of the design flood will involve statistical analyses of data.

It should be noted that a specific record of hydro-meteorological observations at a site is only a limited random sample of the underlying population of this hydro-meteorological parameter at this location. The statistics so developed reflect those of the sampling period and not those of the population. If the same size of sample could be selected from a different time period, a different set of statistics would

différente, on obtiendrait probablement une série de statistiques différentes. Par conséquent, les statistiques développées ne sont que des approximations de celles de la population. Il y a des fortes chances que le paramètre développé surestime ou sous-estime les statistiques « réelles » de la population.

Dans le contexte de ces observations, on notera que la valeur de pointe de la crue n'est pas le seul paramètre qui définit la capacité des aménagements de l'évacuateur. Il est également nécessaire de déterminer le volume correspondant de la crue et sa distribution. Ceci indique que l'évaluation du passage en sécurité d'une crue nécessite le tracé de l'hydrogramme de la crue nominale dans le réservoir. Une analyse statistique sur le volume de la crue doit être réalisée et une limite de confiance devra également être déterminée comme faisant partie de l'évaluation générale.

2.2.2. Intervalle de confiance

Pour augmenter le niveau de confort, les professionnels de la conception de barrages peuvent construire un intervalle de confiance au-dessus et au-dessous des statistiques développées pour englober, avec un certain degré de certitude, les statistiques « réelles » de la population. Les extrémités de cet intervalle de confiance, au-dessus et au-dessous des statistiques développées « prévues » sont les limites de confiance. La largeur de l'intervalle de confiance est associée au niveau de confiance avec lequel les professionnels de la conception de barrages veulent entourer les statistiques « réelles » de la population, par exemple des niveaux de confiance de 90 %, 95 % ou 99 %. La largeur de l'intervalle est plus grande pour les événements plus rares, car des incertitudes plus nombreuses associées à l'estimation sont introduites. Les « crues dépassant la crue nominale » pourraient être considérées comme des crues qui sont supérieures à l'estimation pour l'intervalle de retour nominal pour le projet en question.

La précision de l'estimation et les limites de confiance sont une fonction de la longueur de l'enregistrement dont on dispose, des relations de probabilité présumées (distribution de fréquence) utilisées et de la manière dont les paramètres statistiques de l'échantillon sont estimés. Il existe de nombreuses procédures analytiques suggérées par de nombreux auteurs (Kite, 1975 ; USGS, 1982 ; Stedinger, 1983) pour la construction des intervalles de confiance qui ne seront toutefois pas abordées dans ce Bulletin.

Lorsque la longueur de l'enregistrement augmente, la fiabilité de l'estimation augmente. Des valeurs approximatives de fiabilité (pourcentage de chance) peuvent être calculées pour les différentes probabilités de dépassement (intervalles de retour). Comme exemple pour des faibles périodes de retour, des valeurs approximatives sont indiquées dans le Tableau 1 ci-dessous (fiabilités approximatives (% de chance) en fonction de la limite de confiance, de la période de retour et de la longueur de l'enregistrement). Les résultats supérieurs ou inférieurs à 10 %, 25 % ou 50 % de l'estimation devraient être évalués. Par exemple, il existe une chance d'approximativement 100 % que la plage de valeurs de l'estimation pour la période de retour de 2 ans avec 25 années de données historiques se situe dans 50 % des valeurs estimées. Il existe 68 % de chances que la plage de valeurs se situe dans 10 % de la valeur estimée (Kite, 1988). Le tableau

possibly result. Therefore, the developed statistics are only approximations of those of the population. There are good chances that the developed parameter would over- or under-estimate the “true” statistics of the population.

In the context of these observations, it should be noted that the peak value of the flood is not the only parameter that defines the capacity of the spillway facilities. It is also necessary to determine the corresponding flood volume and its distribution. This indicates that the evaluation of the safe passage of a flood requires the routing of the design flood hydrograph through the reservoir. Statistical analysis on flood volume needs to be performed and confidence limit should also be determined as part of the overall evaluation.

2.2.2. Confidence band

To increase the comfort level, the dam design professionals may construct a confidence band above and below the developed statistics to bracket, with some degrees of certainty, the “true” population statistics. The end points of this confidence band, or the confidence intervals, above and below the developed “expected” statistics, are the confidence limits. The width of the confidence band is associated with the confidence level the dam design professionals wish to bracket the “true” population statistics, such as 90%, 95% or 99% confidence levels. The width of the band gets wider for the more infrequent events as more uncertainties associated with the estimate are introduced. The “floods exceeding design flood” could be considered as those floods that lie above the estimate for the design recurrence interval for the project in question.

The accuracy of the estimate and the confidence limits are a function of the length of record available, the assumed probability relationships (frequency distribution) used, and the way the sample statistical parameters are estimated. There are many analytical procedures suggested by many authors (Kite, 1975; USGS, 1982; Stedinger, 1983) in constructing the confidence intervals, which, however, will not be dealt with in this Bulletin.

As the length of record increases, the reliability of the estimate increases. Approximate values of reliability (percent chance) can be calculated for different exceedence probabilities (recurrence intervals). As an example for small return period the approximate values are shown in Table 1 below (Approximate reliabilities (% chance) as a function of confidence limit, return period and record length). The results of being 10%, 25% or 50% greater than or less than an estimate should be evaluated. For example, there is approximately a 100% chance that the range of values of the estimate for the 2 years return period with 25 years of historical data will be within 50% of the estimated values. There is a 68% chance that the range of values will be within 10% of the estimate (Kite, 1988). The table also shows the risk to have a flood with a return period greater than T during the lifetime of the project. For this last point, it is important to remember that the

montre également le risque d'observer une crue avec une période de retour supérieure à T pendant la durée de vie du projet. Pour ce dernier point, il est important de se rappeler que la durée de vie d'un barrage, généralement définie d'un point de vue économique, est différente de la durée de vie réelle de la structure, qui est usuellement supérieure.

Tableau 1
Fiabilités approximatives en fonction de la limite de confiance

Période de retour T (années)	Longueur de l'enregistrement (années)	Limite de confiance (% d'erreur)			Risque qu'une crue avec une période de retour T survienne pendant la durée de vie N (années)	
		± 10 %	± 25 %	± 50 %	N = 30	N = 50
2	10	47	88	99	100 %	100 %
	25	68	99	100		
	100	96	100	100		
10	10	46	77	97	95 %	99 %
	25	50	93	99		
	100	85	100	100		
50	10	37	70	91	45 %	63 %
	25	46	91	97		
	100	73	99	100		
100	10	35	66	90	26 %	39 %
	25	45	89	98		
	100	64	99	100		

Dans les projets de barrages, la crue nominale est généralement localisée dans la partie supérieure de la distribution statistique des phénomènes observés, dans la plage de l'intervalle de retour de 1 000 à 10 000 ans. Malheureusement, les données historiques disponibles couvrent au mieux cent années et souvent même moins de 50, voire 20 ans. Sans une certaine hypothèse concernant la distribution statistique de la population, il faudrait théoriquement 3 000 années d'observations historiques pour n'arriver qu'à une estimation brute de l'événement à 1 000 ans. L'intervalle délimité par la 1^{re} et la 7^e observations les plus élevées des données historiques aurait environ 90 % de chances de contenir l'événement à 1 000 ans (Duband et Garçon, ICOLD, 1992).

La taille limitée des données historiques disponibles nécessite dès lors l'utilisation de techniques supplémentaires pour étendre la base de données, telles qu'une analyse régionale. Indépendamment, il faut adopter une relation de probabilité présumée pour extrapoler la base de données à la fréquence nominale, dans la plage de l'intervalle de retour de 1 000 à 10 000 ans. Il existe de nombreuses relations de probabilités parmi lesquelles on peut choisir pour cet exercice. Les professionnels de la conception de barrages choisiront la plus appropriée pour les données dont ils disposent. On admettra qu'indépendamment de la justesse de la relation de probabilité utilisée, l'extrapolation de données à la plage de retour de 1 000 à 10 000 ans, même à partir de données sur 100 années, est un exercice « périlleux » (complexe, délicat et risqué).

lifetime of a dam, generally defined on an economic point of view, is different from the real life period of the structure, which is usually greater.

Table 1
Approximate reliabilities as a function of confidence limit

Return period T (years)	Record length (years)	Confidence limit (% error)			Risk that a flood with return period T occurs within the lifetime N (years)	
		±10%	±25%	±50%	N = 30	N = 50
2	10	47	88	99	100%	100%
	25	68	99	100		
	100	96	100	100		
10	10	46	77	97	95%	99%
	25	50	93	99		
	100	85	100	100		
50	10	37	70	91	45%	63%
	25	46	91	97		
	100	73	99	100		
100	10	35	66	90	26%	39%
	25	45	89	98		
	100	64	99	100		

In dam projects, the design flood is generally located in the upper portion of the statistical distribution of observed phenomena, in the range of 1000-year to more than 10 000-year recurrence interval. Unfortunately, the available historical data cover at best a hundred years and often less than 50 or even 20 years. Without some assumptions concerning the statistical distribution of the population, one would theoretically need 3000 years of historical observations to arrive at only a rough estimate of the 1000-year event. The interval bounded by the 1st and 7th highest observations of the historical data would have approximately a 90% chance of containing the 1,000-year event (Duband and Garçon, ICOLD, 1992).

The limited size of available historical data, therefore, requires the use of additional techniques to extend the database, such as regional analysis. Regardless, one must adopt an assumed probability relationship to extrapolate the database to the design frequency, in the range of 1000- to 10 000-year recurrence interval. There are many probability relationships to choose from for this exercise. It will be up to the dam design professionals to select the most appropriate one for the sample data on hand. One must recognize that regardless of the appropriateness of the probability relationship used, the extrapolation of data to the 1000- to 10 000-year range from even 100 years of data is a “stretched” (complex, delicate and risky) exercise.

Une source importante d'incertitude est que les plus grandes inondations enregistrées par des limnigraphes sont souvent beaucoup plus petites que des inondations indiquées par les plus hauts niveaux d'eau observés au même emplacement.

Une prudence et un discernement en matière d'ingénierie sont nécessaires pour le PMF qui est estimé par déterminisme.

2.2.3. Exemple

Par exemple, pour une crue à 1 000 ans (crue de projet) de 4 478 m³/s dérivée d'un enregistrement systématique de 39 ans en utilisant la distribution de Log Pearson Type III (LP3), on estime que la limite de confiance supérieure de 95 % se situe à 7 632 m³/s. Les « crues dépassant la crue nominale » utilisées pour la conception de ce projet comprendront toutes les crues jusqu'à 7 632 m³/s, une augmentation (7 632 – 4 478 = 3 154 m³/s) d'environ 72 % de la valeur prévue qui est normalement utilisée comme crue nominale. À partir de cet exemple, les professionnels de conception de barrages devront trouver une manière pour gérer les 3 154 m³/s supplémentaires autrement que par l'évacuateur prévu, s'ils souhaitent atteindre une confiance de 95 % que le barrage puisse faire passer en sécurité la crue nominale, uniquement sur base de la précision des données.

En utilisant la même base de données et la même distribution LP3, la valeur prévue du débit de pointe de crue à 10 000 ans et sa limite de confiance supérieure correspondante de 95 % sont estimées respectivement à 11 768 m³/s, et 19 039 m³/s. Les concepteurs de barrages devraient trouver une manière pour gérer les 7 271 m³/s supplémentaires pour faire passer la « crue extrême » en sécurité dans le barrage si une crue à 10 000 ans est adoptée comme crue nominale.

Il est à noter qu'il est très possible que la « crue extrême » définie par la limite supérieure de l'intervalle de confiance puisse dépasser la PMF ou la « Estimated Limiting Value » (ELV)¹. Les concepteurs de barrage devraient réaliser des analyses suffisantes pour assurer que ceci ne se passe pas et pour minimiser un surdimensionnement inutile.

Pour un site, l'extrapolation d'une période relativement courte de données en vue d'estimer des débits de pointe extrêmement rares peut être incertaine. Les évaluations résultant de quantile d'inondation dépendent fortement du choix de la distribution théorique. Il existe des distributions et des procédures d'ajustement plus précises qui devraient être considérées pour l'analyse des données de tel site selon Wang (1997).

Le concepteur de barrage doit dimensionner la valeur de la « crue de sécurité » pour les meilleures évaluations et analyses, en termes d'erreurs probables.

¹ Les limites de confiance autour de la valeur estimée de la variable indépendante sont :

$$C_x \approx t_{py} \frac{s_y}{b} \sqrt{1 + \frac{1}{m} + \frac{m \left[y^* - \frac{\sum y_j}{m} \right]^2}{[m \sum x_j^2 - (\sum x_j)^2] b^2}}$$

A major source of uncertainty, is that the largest floods that have been gauged by hydrographers are often much smaller than floods represented by the highest recorded water levels at the same site.

Caution and engineering judgment are needed for the PMF, which is determined deterministically.

2.2.3. Example

For example, for a 1000-year flood (design flood) of 4478 m³/s derived from a 39-year systematic record using the Log Pearson Type III (LP3) distribution, the corresponding upper 95% confidence limit is estimated to be 7632 m³/s. The “floods exceeding the design flood” used for the design of this project will include all floods up to 7632 m³/s, an increase of (7632 – 4478 = 3194 m³/s) about 72% of the expected value which is normally used as the design flood. From this example, the dam design professionals would have to find way to accommodate the extra 3154 m³/s other than the planned spillway if they wish to have a 95% confidence that dam could safely pass the design flood based on data accuracy alone.

Using the same database and same LP3 distribution, the expected value of the 10 000-year flood peak discharge and its corresponding upper 95% confidence limit are estimated to be 11 768 m³/s, and 19 039 m³/s, respectively. From this example, one would have to find ways to accommodate the additional 7271 m³/s in order to pass the “extreme flood” safely through the dam if the 10 000-year flood is adopted as the design flood.

It is very possible that the “extreme flood” defined by the upper limit of the confidence band could exceed the PMF or the Estimated Limiting Value (ELV)¹ Flood. People would need to perform sufficient analyses to assure that this would not happen and to minimize any unnecessary over-design.

The extrapolation of such a relatively short period of at site data to estimate extremely rare peak flows could be uncertain. The resulting flood quantile estimates are highly dependent upon the choice of theoretical distribution. It exists some more appropriate distributions and fitting procedures which should be considered for analysing at-site data such as Wang (1997).

Dam designer would normally design for the best estimate and review the “safety check flood” in terms of the likely errors in the estimates.

¹ Les limites de confiance autour de la valeur estimée de la variable indépendante sont :

$$C_x \approx t_{py} \frac{s_y}{b} \sqrt{1 + \frac{1}{m} + \frac{m \left[y^* - \frac{\sum y_j}{m} \right]^2}{[m \sum x_j^2 - (\sum x_j)^2] b^2}}$$

2.3. CHANGEMENT DU PROCÉDÉ ET DES CRITÈRES DE CONCEPTION

En passant en revue l'évolution des critères et des procédés utilisés par la profession pour calculer la capacité des aménagements d'évacuation dans les barrages, il s'avère qu'il y a eu des changements importants dans les procédés et critères de conception. Des expériences avec les applications pratiques des réglementations sur les barrages indiquent clairement le désir d'une classification des barrages, en particulier pour un grand nombre de petits barrages, où des défaillances peuvent avoir des conséquences allant d'insignifiantes à catastrophiques.

Les procédés et critères de conception (ICOLD, 1987) devraient être conformes à l'état actuel de l'évolution technologique et compatibles avec les codes et standards à utiliser. Pour se préserver d'une utilisation non discriminée ou même erronée, tout logiciel informatique utilisé dans la conception doit être raisonnablement compris par les personnes responsables de l'application et celles qui l'utilisent.

2.4. CHANGEMENTS CLIMATIQUES

Suivant le 4^e rapport du GIEC (Quatrième Rapport d'évaluation du GIEC : Changements Climatiques 2007), le changement climatique devrait accentuer les facteurs actuels de stress hydrique. Les variations des précipitations et de la température entraînent une modification du ruissellement (Fig. 1) et des disponibilités en eau. On anticipe avec un degré de confiance élevé que, d'ici au milieu du siècle, le ruissellement augmentera de 10 à 40 % aux latitudes élevées et dans certaines régions tropicales humides, y compris dans des zones peuplées de l'Asie de l'Est et du Sud-est, et diminuera de 10 à 30 % dans certaines régions sèches des latitudes moyennes et des zones tropicales sèches, du fait de la diminution des précipitations et des taux accrus d'évapotranspiration.

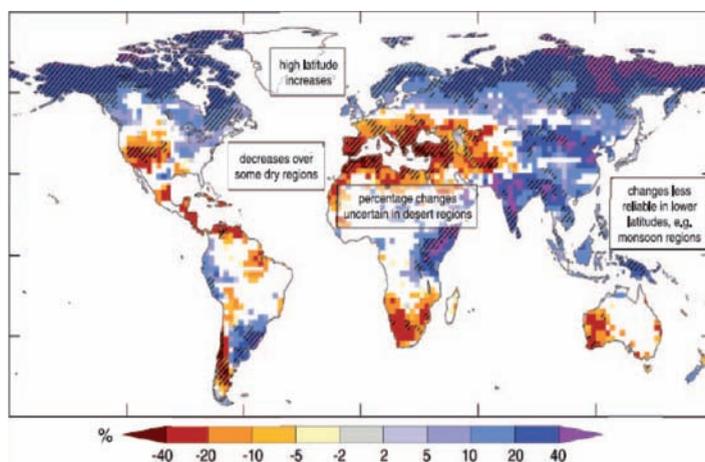


Fig. 1
Variations relatives à grande échelle du ruissellement annuel
(disponibilités en eau, en pourcentage) pour la période 2090-2099, par rapport à la période 1980-1999.
La figure présente les valeurs médianes de 12 modèles climatiques selon le scénario A1B du SRES.

2.3. CHANGE OF DESIGN METHOD AND CRITERIA

Reviewing the evolution of criteria and methods employed by the profession to compute the capacity of spillway facilities in dams, it is apparent that there have been great changes in the design methods and criteria. Experiences in practical applications of the dam regulations clearly indicate the desirability of a dam classification, especially for the large number of small dams, where failures can have consequences ranging from trivial to catastrophic.

Design methods and criteria (ICOLD, 1987) should be in conformity with the current state of technological evolution and be compatible with the codes and standards to be used. To guard against indiscriminate or even erroneous use, any computer software used in the design must be reasonably understood by the persons responsible for its application and those who use it.

2.4. CLIMATE CHANGES

Following IPCC 4th (IPCC Fourth Assessment Report: Climate Change 2007), climate change is expected to exacerbate current stresses on water resources. Changes in precipitation and temperature lead to changes in runoff (Fig. 1) and water availability. Runoff is projected with high confidence to increase by 10 to 40% by mid-century at higher latitudes and in some wet tropical areas, including populous areas in East and South-East Asia, and decrease by 10 to 30% over some dry regions at mid-latitudes and dry tropics, due to decreases in rainfall and higher rates of evapotranspiration.

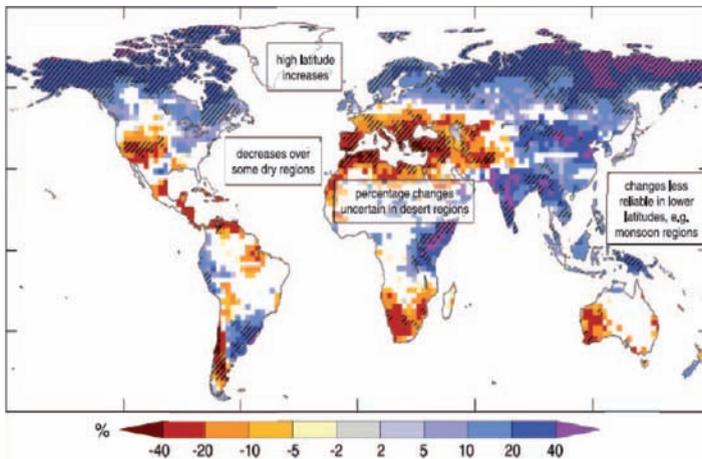


Fig. 1
Large-scale relative changes in annual runoff
(water availability, in percent) for the period 2090-2099, relative to 1980-1999.
Values represent the median of 12 climate models using the SRES A1B scenario.

Les recherches disponibles suggèrent une future augmentation significative des événements extrêmes de précipitations dans beaucoup de régions, et y compris dans celles où l'on prévoit que les précipitations moyennes diminuent. Il en résulte un risque d'inondation qui est un challenge posé à la société, aux infrastructures et à la qualité de l'eau.

La discussion générale autour des résultats du GIEC fournit des informations utiles quant à l'effet des changements climatiques possibles induits sur l'hydrologie. Cependant il faut reconnaître qu'il n'existe aucune recommandation crédible et quantitative des climatologues permettant aux constructeurs de barrages de déterminer comment les crues seront affectées par les changements climatiques.

Les changements de climat actuellement considérés comme possibles ou très probables pourraient dégrader la qualité de l'eau dans certaines régions suite à l'augmentation de sa température, du ruissellement et du débordement des stations d'épuration.

Par exemple, en Australie, un déplacement de la mousson d'été vers le Sud est prévu, avec des zones arides se déplaçant également vers le Sud tandis que les précipitations hivernales et celles de la saison humide de printemps diminueront en Australie méridionale. Si ces changements climatiques sont correctement gérés, on peut s'attendre à des impacts positifs qui contrebalanceront les effets négatifs.

2.5. RÉFÉRENCES

- DUBAN AND GARÇON (1992). Extreme. Precipitation Values and their Frequency: Can we rely on our estimates. B-12 p. 112-135. Volume II CIGB-ICOLD International symposium on dams and extreme floods, Granada, Spain.
- ICOLD – CIGB (1987). Dam Safety - Guidelines, Bulletin 59, p. 45-46.
- IPCC (2001). Climate change 2001: Impacts, Adaptation and Vulnerability, Summary for Policymakers, Geneva.
- IPCC Fourth Assessment Report: Climate Change 2007. Cambridge University Press.
- KITE, G. W. (1975). "Confidence Limits for Design Events", *Water Resources Research*, Vol. 11, February, No. 1, p. 48.
- KITE, G. W. (1988). Frequency and Risk Analysis in Hydrology. Littleton, Colo.: Water Resources Publications.
- STEDINGER, J. R. (1983). "Confidence Intervals for Design Events", American Society of Civil Engineers, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 1, January, p. 13.
- U.S. GEOLOGICAL SURVEY (1982). "Guidelines for Determining Flood Flow Frequency", *Bulletin 17B of the Hydrology Subcommittee*, Interagency Advisory Committee on Water Data, Office of Water Data Coordination.

Available research suggests a significant future increase in heavy rainfall events in many regions, including some in which the mean rainfall is projected to decrease. The resulting increased flood risk poses challenges to society, physical infrastructure and water quality.

Large-scale relative changes in annual runoff (water availability, in percent) for the period 2090-2099, relative to 1980-1999. Values represent the median of 12 climate models using the SRES A1B scenario.

The general discussion around the findings of the IPCC provides useful background as to the direction of possible climate induced changes on hydrology but it should be recognized that there is almost no quantitative and credible guidance from climatologists on how floods of interest to dam designers might be affected by climate change at this time.

The climate changes presently considered as possible or very much probable could degrade water quality in some locations through higher water temperatures and increased load from runoff and overflows of waste facilities.

For example, in Australia, a shift of the summer monsoon further south is expected, with arid zones also moving further south and precipitation in the winter and spring wet season in southern Australia decreasing. If properly managed, there can be some positive outcomes from such climate changes to offset against the negative impacts.

2.5. REFERENCES

- DUBAN and GARÇON (1992). Extreme. Precipitation Values and their Frequency: Can we rely on our estimates. B-12 p. 112-135. Volume II CIGB-ICOLD International symposium on dams and extreme floods, Granada, Spain.
- ICOLD – CIGB (1987). Dam Safety - Guidelines, Bulletin 59, p. 45-46.
- IPCC (2001). Climate change 2001: Impacts, Adaptation and Vulnerability, Summary for Policymakers, Geneva.
- IPCC Fourth Assessment Report: Climate Change 2007. Cambridge University Press.
- KITE, G. W. (1975). “Confidence Limits for Design Events”, *Water Resources Research*, Vol. 11, February, No. 1, p. 48.
- KITE, G. W. (1988). Frequency and Risk Analysis in Hydrology. Littleton, Colo.: Water Resources Publications.
- STEDINGER, J. R. (1983). “Confidence Intervals for Design Events”, American Society of Civil Engineers, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 1, January, p. 13.
- U.S. GEOLOGICAL SURVEY (1982). “Guidelines for Determining Flood Flow Frequency”, *Bulletin 17B of the Hydrology Subcommittee*, Interagency Advisory Committee on Water Data, Office of Water Data Coordination.

ENVIRONMENT WAIKATO (2007).

HILL, P. I, SIH, K., NATHAN, R. J., JORDAN, P. W. (2005). The Extremes of Tropical Hydrology. 2005 ANCOLD Conference on Dams 21-22 November 2005 Fremantle.

KUCZERA, G. (1999). Comprehensive at-site flood frequency analysis using Monte Carlo Bayesian inference, *Water Resources Research*, 35(5), 1551-1558.

MITTIGA, L. NATHAN, R. J., HILL, P. I., WEINMANN, P. E. (2006). Treatment of Correlated Cascade Drawdown and Uncertainty in the Flood Hydrology for Dams. 30th Engineers Australia Hydrology and Water Resources Symposium. Launceston December 2006.

NATHAN, R. J. and WEINMANN, P. E. (1999). Estimation of Large to Extreme Floods, Book VI of Australian rainfall and runoff: a guide to flood estimation. National Committee of Water Engineering, Canberra.

NATHAN, R. J., WEINMANN, P. E., and HILL, P. I. (2003). Use of Monte Carlo Simulation to Estimate the Expected Probability of Large to Extreme Floods, Proceedings of the Hydrology and Water Resources Symposium, Wollongong, 2003.

WANG, Q. J. (1997). Using higher probability weighted moments for flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*. Volume 194, Issues 1-4, 1 July 1997, p. 95-106.

WEINMANN P. E. and NATHAN, R. J. (2004). The continuing challenge of estimating extreme floods from extreme design storms. Proceedings, The 6th Int. Conf. on Hydrosience and Engineering (ICHE-2004), May 30-June 3, Brisbane, Australia.

ENVIRONMENT WAIKATO (2007).

- HILL, P. I, SIH, K., NATHAN, R. J., JORDAN, P. W. (2005). The Extremes of Tropical Hydrology. 2005 ANCOLD Conference on Dams 21-22 November 2005 Fremantle.
- KUCZERA, G. (1999). Comprehensive at-site flood frequency analysis using Monte Carlo Bayesian inference, *Water Resources Research*, 35(5), 1551-1558.
- MITTIGA, L. NATHAN, R. J., HILL, P. I., WEINMANN, P. E. (2006). Treatment of Correlated Cascade Drawdown and Uncertainty in the Flood Hydrology for Dams. 30th Engineers Australia Hydrology and Water Resources Symposium. Launceston December 2006.
- NATHAN, R. J. and WEINMANN, P. E. (1999). Estimation of Large to Extreme Floods, Book VI of Australian rainfall and runoff: a guide to flood estimation. National Committee of Water Engineering, Canberra.
- NATHAN, R. J., WEINMANN, P. E., and HILL, P. I. (2003). Use of Monte Carlo Simulation to Estimate the Expected Probability of Large to Extreme Floods, Proceedings of the Hydrology and Water Resources Symposium, Wollongong, 2003.
- WANG, Q. J. (1997). Using higher probability weighted moments for flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*. Volume 194, Issues 1-4, 1 July 1997, p. 95-106.
- WEINMANN P. E. and NATHAN, R. J. (2004). The continuing challenge of estimating extreme floods from extreme design storms. Proceedings, The 6th Int. Conf. on Hydrosience and Engineering (ICHE-2004), May 30-June 3, Brisbane, Australia.

3. STRATÉGIE POUR LA PLANIFICATION D'AMÉNAGEMENTS D'ÉVACUATEURS EN INSISTANT SUR LES CRUES DÉPASSANT LA CRUE NOMINALE

Ce chapitre aborde la question du passage en sécurité d'une crue plus importante que celle correspondant à la crue nominale de conception de l'évacuateur sur ou dans le barrage. Dans le chapitre précédent, il a été montré que la valeur estimée de l'événement de crue choisi pour régir le dimensionnement et la conception de la structure de l'évacuateur pouvait être inférieure à l'événement maximum qui pourrait survenir pendant la durée de vie du projet. Bien que dans la plupart des cas, l'occurrence de cette crue maximale – ou même de la crue nominale de l'évacuateur – puisse ne pas encore s'être produite réellement, les paramètres de base pour la détermination de ces crues peuvent changer ou se développer au fil du temps et les risques envisagés dans la conception de départ peuvent augmenter considérablement.

Sur base de ces considérations, l'objectif de ce chapitre réside dans le développement et la discussion de stratégies pour formuler des solutions d'ingénierie destinées aux projets de barrage qui minimisent le risque de défaillance lié à une capacité de débit insuffisante des structures de passage des crues du barrage.

3.1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

Lors de la conception d'aménagements de passage de crue pour les barrages, différents facteurs influencent le résultat final. Parmi ceux-ci, on trouve : le type de barrage, la hauteur du barrage, la zone du bassin, l'ampleur du débit de la crue, la durée estimée d'évacuation chaque année, la morphologie et la géologie au niveau du site du barrage, la sismicité, la présence de débris, de sédiments, de neige/glace et, enfin, le coût. Il s'agit de facteurs importants, qui sont largement abordés dans l'ICOLD Bulletin 58 (ICOLD, 1987). Ces mêmes facteurs affectent également la conception des aménagements de l'évacuateur ou des passages pour des crues dépassant la crue nominale de l'évacuateur.

Comme discuté dans la section 2.1, le critère de sélection du débit nominal varie d'un pays à l'autre. Dans de nombreux cas, les pays ont élaboré des règles différentes pour différentes classes de barrages (les barrages sont souvent classés par rapport aux conséquences d'une défaillance du barrage). La crue nominale recommandée peut dès lors varier d'une crue avec une période de retour de 100 ans à la crue maximale probable (PMF). Pour des projets de barrages modernes, grands et importants, la crue de sécurité est généralement la PMF, mais elle peut présenter une valeur différente, par exemple dans les Règlements Techniques Espagnols (Berga, 1994), les Règlements sur la sécurité des barrages (Gouvernement du Québec, 2002) et les Chinese Criteria (2001).

3. STRATEGY FOR PLANNING SPILLWAY ARRANGEMENTS WITH EMPHASIS OF FLOODS EXCEEDING DESIGN FLOOD

This chapter deals with the question of safely passing a flood larger than the spillway designed one over or across the dam. In the previous chapter, it has been shown that the estimated magnitude of the flood event selected to govern the sizing and the design of the spillway structure, may be smaller than the maximum event that could possibly occur during the lifetime of the project. Although in most cases the occurrence of this maximum flood – or even the spillway design flood – may not have actually happened, with the passing of time the basic parameters for the determination of such floods may change or may expand, and therefore the risks considered in the original design may increase considerably.

With these considerations in mind, the objective of this chapter is to develop and discuss strategies for formulating engineering solutions for dam projects that minimize the risk of failure caused by insufficient discharge capacity for routing the flood past the dam barrier.

3.1. GENERAL CONSIDERATIONS

When designing flood passage facilities for dams, several factors influence the final result. Among these are: dam type, dam height, area of the watershed, magnitude of the flood discharge, estimated time of spilling each year, morphology and geology at the dam site, seismicity, presence of debris, sediment, snow/ice and, finally, cost. These are all-important factors and are discussed very extensively in ICOLD Bulletin 58 (ICOLD, 1987). The same factors also affect the planning of spillway or flood passage arrangements for floods exceeding the spillway design flood.

As discussed in section 2.1, the criterion for selecting the design flow varies from country to country. In many cases, countries have different design rules for different classes of dams (dams are often classified in relation to the consequences of a dam failure). The recommended design flood can therefore vary from a flood with 100-years return period to the PMF. For large and important modern dam projects, the check flood is normally the PMF, but can be a different value, as for examples in the Spanish Technical Regulations (Berga, 1994), the Regulations on Dams Safety (Québec Government, 2002) and the Chinese Criteria (2001).

La définition de la crue nominale pour un projet, du moins pour les projets importants, implique généralement le concept de crue maximale qui pourrait survenir pendant la durée de vie du projet et qui devra être gérée en sécurité au niveau du barrage. Ce problème est en fait traité en termes de probabilité, en définissant le chiffre de probabilité maximale pour l'occurrence. Deux questions dérivent de cette déclaration :

1. Quel est le chiffre de probabilité approprié (ou acceptable ou correct) à utiliser ?
2. Quelle est la fiabilité du chiffre de probabilité choisi ?

Il est connu que des tentatives de détermination d'un chiffre de probabilité qui représente une certitude par rapport à la valeur maximale possible ont conduit à la PMF ou la crue maximale possible, un chiffre de crue défini par des procédés déterministes. Comme indiqué par Bouvard (1988) "... *in this context, 'probable' does not mean what it does in probability theory. Rather it reflects the difficulty of defining the concept*". (Dans ce contexte, le terme « probable » ne signifie pas ce qu'il signifie en théorie des probabilités, il reflète plutôt la difficulté de définition du concept). On devrait en fait parler « *de la crue maximale raisonnable car elle est basée sur ce qui est considéré par différents experts comme des hypothèses raisonnables* ».

Quelle que soit la compréhension du concept, la stratégie pour formuler et choisir des aménagements de passage de crues afin de gérer des crues supérieures à la crue nominale traditionnelle doit être déterminée et convenue pendant l'étape de planification du projet. En principe, le concepteur devrait envisager la possibilité de crues supérieures à la crue nominale classique si le projet était localisé en un endroit où les données hydrologiques, sur lesquelles les analyses statistiques reposent, sont rares ou de faible qualité. Les considérations présentées dans le chapitre 2 en ce qui concerne les limites de confiance sont pertinentes face à ce problème. La même considération devrait s'appliquer aux paramètres qui conduisent à la détermination de la crue de sécurité. Il s'agit bien entendu d'une décision extrêmement subjective et celle-ci devrait être prise par des professionnels expérimentés. Ceci est particulièrement vrai dans le cas de grands projets de barrage, où les conséquences d'une capacité de débit inadéquate des aménagements de l'évacuateur pourraient provoquer de nombreuses pertes humaines et des dommages matériels importants.

Un autre facteur important à prendre en considération lors du choix de la valeur de la crue nominale sur base d'enregistrements précédents des crues est la transformation physique éventuelle du bassin de drainage suite à la déforestation, l'urbanisation, la sédimentation et l'érosion. Des modifications futures prévues doivent également être prises en considération. Ces facteurs affecteront significativement les projets localisés dans les pays sous-développés et en développement et sont en outre aggravés par le fait que certains des grands projets actuellement envisagés sont spécifiquement localisés dans ces pays. Toutefois, ces facteurs peuvent également affecter des projets de barrages construits dans des régions industrielles traditionnelles, une des raisons étant qu'un barrage correspondant à un investissement important dans une zone attire, de manière générale, des nouvelles entreprises et une nouvelle population dans son environnement (Melone et Sellars, 1988).

The definition of the design flood for a project, at least for important projects, generally implies the concept of the maximum flood that might occur during the lifetime of the project, and therefore one that must be safely disposed of over the dam barrier. Actually, the issue is treated in probabilistic terms, by defining the maximum acceptable probability figure for the occurrence. Two questions are derived from this statement:

1. What is the appropriate (or acceptable, or correct) probability figure to use ?
2. How reliable is the selected probability figure ?

As is it known, attempts to determine a probability figure that represents certitude in relation to the maximum possible value led to the PMF, or Probable Maximum Flood, a flood figure derived by deterministic methods. As indicated by Bouvard (1988) “... *in this context, 'probable' does not mean what it does in probability theory. Rather it reflects the difficulty of defining the concept*”. In fact, one should speak about “*the Reasonable Maximum Flood as it is based on what is considered by various experts as Reasonable assumptions*”.

Whatever the understanding of the concept, the strategy for formulating and selecting flood passing arrangements for handling floods larger than the conventional design flow must be determined and agreed upon during the project planning stage. In principle, the designer should consider the possibility of floods larger than the normal conventional design flood if the project is located where hydrologic data, on which statistical analyses rely, are scarce or of poor quality. Considerations presented in Chapter 2 regarding the confidence limits are pertinent to this issue. The same consideration should apply to the parameters that lead to the determination of the check flood. This is of course a very subjective decision and is one that should only be taken by experienced professionals. This is especially true in the case of large dam projects where the consequences of inadequate discharge capacity of the spillway facilities could cause serious loss of life and extensive damage to property.

Another important factor to be taken into consideration, when selecting the design flood value based on past flood records, is the possible physical transformation that has taken place in the drainage basin due to deforestation, urbanization, sedimentation and erosion. Expected future alterations must be considered as well. These factors significantly affect projects located in the undeveloped and developing world, and are further aggravated by the fact that some of the larger projects now being considered are located specifically in these countries. However, these factors can also affect dam projects built in traditional industrialized areas, one reason being that as a rule a dam project corresponding to a large investment in an area attracts new business and population to its surroundings (Melone and Sellars, 1988).

En plus des facteurs qui affectent la possibilité de valeurs de crue augmentées par rapport à celles calculées, il faut également prendre en ligne de compte la possibilité que les aménagements classiques, normaux, planifiés puissent souffrir d'une restriction physique, due à une obstruction ou un dysfonctionnement des vannes, dans leur capacité à évacuer la crue nominale et ainsi créer des risques similaires à ceux produits par une crue naturelle plus importante. Une autre restriction possible associée à des évacuateurs avec vannes est liée au fait que la présence de barrages peut induire l'idée fautive que les crues ne surviendront plus et que les personnes peuvent se déplacer dans les plaines d'inondation, empêchant l'utilisation des vannes telle que planifiée au départ.

Par exemple, la version actuelle mise à jour des ANCOLD Guidelines pour le choix de la capacité de l'évacuateur de barrages fournit une solution basée sur le risque et une série de standards de remplacement, qui adoptent le principe ALARP (ayant un risque "*as low as reasonably practical*" (aussi bas que raisonnablement réalisable)) auxquels les propriétaires devraient tenter de parvenir ou parvenir.

La stratégie pour planifier les aménagements d'évacuateur lors d'un projet de barrage, prenant en considération les crues dépassant la crue nominale de l'évacuateur, doit prendre en compte le type de barrage. Ceci est dû au fait que la vulnérabilité au débordement des différents types de barrages varie substantiellement. Dans ce cadre particulier, il faut distinguer la « crue nominale de l'évacuateur » et la crue qui fissurerait ou détruirait le barrage, qui pourrait être appelée « crue nominale du projet », équivalente à la « crue de sécurité ». La stratégie doit également prendre en considération la fiabilité ou le degré de confiance que le concepteur a dans les valeurs de crue estimées.

En combinant tous ces facteurs, c'est-à-dire :

- l'évaluation du risque pour la vie humaine et les biens matériels localisés en aval du barrage ;
- le degré de confiance dans les données et dans les calculs qui ont conduit à la définition des valeurs de la crue nominale ;
- le type de barrage proposé et la différence entre la crue nominale du projet et la crue nominale de l'évacuateur.

Le concepteur peut décider si l'évacuateur opérationnel doit être conçu uniquement pour gérer la crue nominale de l'évacuateur ou si des dispositions supplémentaires doivent être fournies pour une capacité de débit supplémentaire.

Il a été souligné que le coût marginal pour augmenter la capacité de débit de l'évacuateur des projets de barrage est souvent très petit et peut ne pas être un facteur limitatif dans la conception pour établir la capacité de débit finale d'un évacuateur. Toutefois, l'augmentation inutile de la capacité de débit d'un évacuateur à vannes peut par exemple être nuisible car elle crée la possibilité de produire une crue artificielle très importante en aval via un mauvais fonctionnement des vannes.

Si des risques pour la vie humaine existent et que les dommages matériels possibles en aval du barrage sont significatifs, des critères de sélection et de définition de la crue nominale de l'évacuateur devront bien entendu être plus sévères. Comme mentionné ci-dessus, dans de nombreux cas, des directives officielles ou institutionnelles ou même des critères obligatoires pour déterminer les

In addition to factors that affect the possibility of increased flood values relative to the computed ones, consideration should as well be given to the possibility of the planned normal conventional facilities suffering physical restriction, due to clogging or gate malfunction, in their ability to discharge the design flood, and thus creating risks similar to those produced by a larger natural flood. Another possible restriction associated with gated spillways is related to the fact that the presence of dams may induce the false idea that floods will no longer occur and people may move to the inundation plain, preventing gates to be used as originally planned.

For instance, the current updated version of the ANCOLD Guidelines for selecting the spillway capacity for dams provides a risk based solution and fall back set of standards to which owners should try and get to, adopting the ALARP principle (having the risk “as low as reasonably practical”).

The strategy for planning the spillway arrangements for a dam project, with consideration of floods exceeding the spillway design flood, must take into consideration the type of dam. This is because the vulnerability of different types of dams to overtopping varies substantially. In this particular respect, one must distinguish between the “Spillway Design Flood” and the flood that could breach or destroy the dam, which could be termed as the “Project Design Flood”, equivalent to the “Check Flood”. The strategy must as well consider the reliability or the degree of confidence that the designer has on the estimated flood values.

In combining all these factors, that is:

- the evaluation of the risks to human life and property located downstream of the dam;
- the degree of confidence in the data and in the computations that led to the definition of the design flood values;
- the proposed type of dam and the difference between the corresponding Project Design Flood and the Spillway Design Flood.

The designer can then decide if the operating spillway should be designed solely for handling the Spillway Design Flood or if additional provisions for extra discharge capacity should be provided.

It has been pointed out that the marginal cost for increasing the spillway discharge capacity of dam projects is often very small and may not be a limiting factor in the design to establish the ultimate discharge capacity of a spillway. However, the unnecessary increase of the discharge capacity of a gated spillway, for example, can be harmful since it does create the possibility of producing a very large artificial flood downstream through faulty operation of the gates.

If risks to human life exist and the possible damage to properties located downstream of the dam is significant, criteria for selecting and defining the spillway design flood should naturally be more conservative. As mentioned before, in many cases, official or institutional guidelines or even mandatory criteria for determining the flood values and the methods of computation, are available and should be

valeurs de crues et les procédés de calcul existent et devraient être suivis. La profession admet toutefois de manière générale que le degré de confiance dans les valeurs calculées des crues dépend principalement de la qualité des données de base et de leur étendue et qu'aucun procédé de calcul ne peut compenser les limitations éventuelles de celles-ci. Par conséquent, si les conditions en aval demandent de la prudence et si la conclusion envisagée est que les valeurs de crue calculées peuvent contenir un degré d'imprécision inhérent important, le concepteur devra prévoir des moyens de capacité de débit supplémentaires pour le projet.

Une méthode pour déterminer cette évaluation de la crue nominale entrante est appelée « Incremental Hazard Evaluation » (référéncé dans les Federal Guidelines for Dam Safety: Selection and Accommodating Inflow Design Floods for Dams, FEMA 94, Octobre 1998 - USA).

Le problème de la fourniture d'une capacité de débit supplémentaire est particulièrement important lorsqu'il s'agit d'évacuateurs avec vanne, d'évacuateurs de type en tulipe, de type à tunnel à plein débit. La capacité de débit de ces types d'évacuateurs est particulièrement insensible aux augmentations marginales de la chute. Par exemple, une hausse de la chute de 30 % augmenterait, dans un évacuateur à déversoir libre, le débit d'environ 50 % alors que dans le cas d'un évacuateur à vannes, l'augmentation nette du débit ne serait que d'environ 14 %. Un autre aspect à prendre en considération réside dans le fait que les évacuateurs à vanne (en particulier ceux du type à orifice) et les évacuateurs en tulipe ou à tunnel sont intrinsèquement beaucoup plus vulnérables à la diminution de la capacité de débit en raison du blocage par des débris que les évacuateurs à surface libre.

En pratique, si on considère qu'une capacité de débit de crue supplémentaire est nécessaire, des mesures pour fournir des moyens de gestion de crues supérieures à la crue nominale classique de l'évacuateur devraient être les suivantes :

- fournir une capacité de débit supplémentaire dans l'évacuateur opérationnel ;
- fournir un évacuateur auxiliaire ou d'urgence supplémentaire ;
- si le réservoir de stockage présente une zone de surface significative, augmenter la crête du barrage pour fournir un volume de régulation en vue d'atténuer la pointe hydrographique de la crue.

En d'autres termes, on notera que notre pratique actuelle envisage les risques généraux du projet, couvrant non seulement la capacité de crue de l'évacuateur, mais également des problèmes tels que la résistance sismique, le risque d'une défaillance structurelle ou autre, une défaillance des conduites, l'instabilité du remblai etc. Elle vise à découvrir l'endroit où les meilleures améliorations peuvent être réalisées en termes de réduction du risque. La plupart des propriétaires considèrent qu'il s'agit ici d'une manière d'échelonnage du processus de mise à jour pour assurer que la réduction de risque soit approchée de manière logique. Les mises à jour finales des évacuateurs viseront souvent à atteindre au moins les standards minimaux indiqués dans les directives de crue.

3.2. SENSIBILITÉ DES BARRAGES AU DÉBORDEMENT EN CAS DE CRUES EXTRÊMES

Sauf dans des circonstances limitées et idéalement sur base de cas antérieurs, les critères de conception ne peuvent pas envisager le débordement de barrages en

followed. It is generally recognized by the profession, however, that the degree of confidence in the computed values of floods are primarily dependent on the quality of basic data and of their extension and no computational method can offset the eventual existing limitations of these. Therefore, if downstream conditions require care and the considered conclusion is that the computed flood values may contain an inherently large degree of imprecision, the designer should provide some additional discharge capacity means for the project.

One method to determine this evaluation is the Incremental Hazard Evaluation to arrive at the Inflow Design Flood (Referenced to Federal Guidelines for Dam Safety: Selection and Accommodating Inflow Design Floods for Dams, FEMA 94, October 1998 - USA).

The issue of providing additional discharge capacity is particularly important when gated orifice type spillways, morning glory or full flow tunnel spillway types are concerned. The discharge capacity of these types of spillway is particularly insensitive to marginal increases in head. As an example, an increase in head from 30 percent would, in a free overflow spillway, increase the discharge by about 50 percent whereas for a gated orifice spillway, the net increase in discharge would only be about 14 percent. Another aspect to be considered is that gated spillways (especially of the orifice type) and morning glory or tunnel spillways are intrinsically much more vulnerable to decrease in discharge capacity due to blockage by debris than are free overflow surface spillways.

In practical terms, if additional flood discharge capacity is considered necessary, measures for providing the means of handling floods in excess of the conventional spillway design flood would be as follows:

- provide extra discharge capacity in the operational spillway ;
- provide an additional auxiliary or emergency spillway ;
- if the storage reservoir has a significant surface area, raise the crest of the dam to provide a regulating volume to attenuate the flood hydrograph peak.

In other words, it could be stated that our current practice looks at the overall risks to the project, covering not only spillway flood capacity but also issues such as seismic resistance, risk of structural or other failure, piping failure, embankment instability etc, and tries to make upgrades in terms of where the biggest improvements can be made in terms of risk reduction. Most owners view this as a way of staging the upgrade process to ensure that the risk reduction is approached in a logical fashion. The final spillway upgrades will often seek to at least reach the minimum standards set out in the flood guidelines.

3.2. SENSITIVITY OF DAMS TO OVERTOPPING BY EXTREME FLOODS

Unless under limited circumstances and ideally based on precedent cases, design criteria should not contemplate the overtopping of embankment dams, since

matériaux meubles, car ces types de barrages sont très sensibles au débordement. Donc, dans le cas des barrages en matériaux meubles, les stratégies pour définir la sécurité du passage de crues extrêmes doivent prendre ce point en considération et devront être prudentes lors de l'évaluation de ces types de solutions, en particulier dans le cas de barrages plus élevés (supérieurs à 20 à 30 m).

Un grand nombre de barrages en matériaux meubles ont présenté des défaillances en raison du débordement provoqué par des capacités de débit insuffisantes de l'évacuateur. Les matériaux meubles peuvent toutefois être protégés par des couvertures d'herbe, des géotextiles, des pierres ou des blocs de béton et RCC ou du sol-ciment et supporter un trop-plein, dans une certaine mesure, pendant des périodes courtes et à des vitesses limitées. Des informations pratiques à ce sujet se trouvent également dans un rapport de Pinto (1992) dans Manso & Schleiss (2002) et André & al. (2003).

D'autre part, les barrages en béton sont généralement moins sensibles à un faible débordement mais peuvent défaillir par l'érosion des fondations de leur pied, leurs culées à talus latéraux ou les matériaux meubles d'approche associés. Dans certains cas, les barrages en béton peuvent devenir instables lorsqu'ils sont soumis à un débordement important.

Pour illustrer les risques associés au débordement de barrages, on trouvera ci-dessous une description simplifiée des mécanismes correspondants.

3.2.1. Barrages en terre

Un grand nombre d'expériences qui ont été effectuées sur le débordement de barrages en terre ont été limitées à l'effet du débordement sur le barrage lui-même. Il faut toutefois admettre que les barrages en terre sont souvent construits sur des fondations qui sont elles-mêmes hautement susceptibles de s'éroder, en particulier par des débits qui se concentreraient en bas des talus latéraux des culées et qui usent les pieds des barrages. Les épaulements en aval sont souvent réalisés sur des matériaux naturels alluviaux perméables et hautement érodables avec des drains de parafouille relativement petits pour empêcher les effets de renard. Néanmoins, ce sont les corps centraux des remblais principaux qui seraient les plus vulnérables à une défaillance par débordement.

Généralement, les barrages en terre comprennent plusieurs zones de différents types de remblais, comprenant un noyau en terre central ou incliné vers l'amont, imperméable ou semi-imperméable, compacté, cohérent avec plusieurs épaulements perméables en amont et en aval des noyaux. Les crêtes des barrages peuvent être très bien durcies, dans une certaine mesure, par des routes, des murs de batillage en béton et des agrégats grossiers de roches ou du gravier. Les parements en amont sont habituellement protégés par des roches ou d'autres types d'enrochement et les parements en aval sont souvent protégés par de l'herbe contre une érosion due aux chutes de pluie et des eaux de ruissellement, et présentent des drains de pied pour ces mêmes eaux de ruissellement. Lorsqu'ils sont soumis à un débordement intense, les épaulements perméables en aval sont rapidement érodés.

Elges et Knoesan (1999) posent que “... *gully-formation et head cutting on the downstream slope developing to a vertical ou steep face is a common erosion pattern in an overtopped earth embankment. A steplike pattern resulting from the compaction*

these types of dams are very sensitive to being overtopped. Therefore, where embankment dams are present, the strategies for defining the safety of passage of extreme floods must take this in due consideration and be cautious in evaluating these types of solutions, particularly for higher dams (say more than 20 to 30 m).

A large number of embankment dams have failed due to overtopping caused by insufficient spillway discharge capacities. Embankments however can be protected by grass covers, geotextiles, stones or concrete blocks and RCC or soil cement and support overflow, to a certain extent, for short periods and limited velocities. Practical informations on the subject can also be found in a report by Pinto (1992) in Manso & Schleiss (2002) and André *et al.* (2003).

On the other hand, concrete dams are generally less sensitive to minor overtopping but can fail by erosion of the foundations of their toes, their side slope abutments or their associated approach embankments. In some instances, concrete dams may become unstable when subject to major overtopping.

To illustrate the risks associated with overtopping of dams, a simplified description of the corresponding mechanisms are presented in continuation.

3.2.1. Earthfill Dams

Many of the experiments that have been carried out on overtopping of earthfill embankments have been limited to the effect of overtopping on the embankment itself. It must be accepted, however, that earthfill embankments are most often constructed on foundation materials that themselves would be highly susceptible to erosion especially by flows that would concentrate down the abutment side slopes and erode the embankment toes. The downstream shells are often founded on pervious and highly erodable alluvial natural materials with relatively small cut off drains to prevent piping. Nevertheless, it would be the central bodies of the main embankments that would be most vulnerable to failure by overtopping.

In general, earthfill embankments comprise various zones of different types of fill material with a common type including a central or upstream sloping impervious or semi-impervious compacted cohesive earthfill core with more pervious shells upstream and downstream of the cores. The crests of the dams may very well be hardened to a certain extent by roadways, concrete wave walls, and coarse rock aggregate or gravel. The upstream faces are usually protected with rock or other types of riprap wave protection and the down stream faces are often grass protected against erosion by rainfall and stormwater and have stormwater toe drains. When subject to intense overtopping, the pervious downstream shells are quickly eroded.

Elges and Knoesan (1999) state that “...*gully-formation and head cutting on the downstream slope developing to a vertical or steep face is a common erosion pattern in an overtopped earth embankment. A steplike pattern resulting from the*

variation in placed earthfill layers is also typical in earthfill dams”. Une étude exhaustive de cas de débordement de barrages en terre et de l'évaluation des dommages correspondants, avec des recommandations pour la topologie et la conception, sont reprises dans Talbot (1994).

Une grande partie des travaux antérieurs cherchant à comprendre les mécanismes de l'érosion par débordement est basée sur l'hypothèse que le degré de débordement de la crête est relativement bas. Toutefois, pour des crues extrêmes, le processus d'érosion des talus en aval serait très probablement dramatique et rapide. Par exemple, le débordement du barrage en terre d'une hauteur de 56 m d'Euclides da Cunha a provoqué une rupture complète du barrage en moins de 7 heures [Brazil 1977]. Le débit tendrait dans tous les cas à se concentrer initialement aux points bas de la crête du remblai et ceci initierait le processus de formation de rigoles et coupure de crête (ce qui progresserait rapidement via les zones des digues perméables ou semi-perméables en aval). Cette progression s'étendrait jusqu'à ce que la face du noyau en matériau meuble qui présente une face quasiment verticale et serait sujette à un affouillement, des enlèvements de matières par glissement et un déchaussement rapide. Dans le cas de noyaux inclinés en amont, l'affouillement et le mécanisme de défaillance subséquent seraient encore plus rapides.

Dans le Bulletin CIGB No 99 de 1995 portant le titre *Dam Failures – Statistical Analysis* il est souligné que la cause la plus courante de défaillance pour n'importe quel type de barrage est le débordement des remblais en terre (31 % de causes primaires et 10 % de causes secondaires).

Pour ces raisons, les barrages en terre de tous types devront être considérés comme étant hautement sensibles au débordement lors de crues et il y aura lieu de faire tous les efforts nécessaires pour éviter cette situation. Ceci peut indiquer le besoin de prévoir des moyens nécessaires pour passer des crues au-delà de la crue nominale de l'évacuateur.

3.2.2. Les barrages en enrochement

Les barrages en enrochement dans lesquels la proportion principale du matériau de remblai comprend des roches grossières sont, dans la plupart des cas, scellés par des noyaux en terre imperméables ou par des dalles de parement en béton en amont. Bien que les barrages en enrochement soient moins sensibles au débordement que les structures en terre, ils restent vulnérables au débordement. Pour cette raison, lors de la conception d'un nouveau projet, la possibilité d'un débordement au-dessus du remblai, même lors des crues supérieures à des crues nominales, ne devrait pas être acceptée comme critère de conception.

En raison de la perméabilité élevée du remblai rocheux, des faibles débits de débordement tendent à pénétrer dans le talus supérieur du remblai et à réapparaître dans les sections plus basses du parement en aval. Lorsque le débit de débordement augmente, il coule en cascade sur la surface du parement en aval. Lorsque le débit augmente encore, les roches dans la section inférieure tendent à être délogées par les forces de traînée et par les sous-pressions du débit émergeant du remblai rocheux. Ceci conduit à un glissement des masses de roche le long des parements et finalement à une rupture du parement en terre ou en béton de scellement en amont.

compaction variation in placed earthfill layers is also typical in earthfill dams". A comprehensive survey of cases of flow overtopped earth embankments and corresponding damage assessment, together with recommendations for layout and design, can be found in Talbot (1994).

Much of the previous work seeking to understand the mechanics of erosion by overtopping has been based on the assumption that the degree of crest overtopping is relatively minor. However, for extreme floods the process of eroding of the downstream slopes would most likely be dramatic and rapid. As an example, the 56-m high Euclides da Cunha earth dam overtopping, caused the dam to be completely breached in less than 7 hours [Brazil 1977]. Flow would in any event tend initially to concentrate at low points in the embankment crest and this would initiate the gully and head cutting process (which would rapidly progress through the pervious or semi-pervious downstream fill zones). This would progress until the face of the earthfill core presents a near vertical cliff face and would be subject to undercutting, slip failures and rapid through-cutting. In the case of upstream sloping cores, the undercutting and subsequent failure mechanism would be even more rapid.

In the ICOLD Dam Bulletin No 99 of 1995 entitled *Dam Failures – Statistical Analysis*, it was pointed out that the most common cause of failure for any kind of dams is overtopping of earthfill embankments (31% being the primary cause and 10% being the secondary cause).

For these reasons, earthfill dams of any type should be considered to be highly sensitive to overtopping by floods and every effort should be made to prevent such an occurrence. This may indicate the need of providing means of passing floods beyond the spillway design flood.

3.2.2. Rockfill Dams

Rockfill dams in which the major proportion of the embankment fill material comprises coarse rock are, in most cases, sealed either by impervious earthfill cores or by concrete upstream face slabs. Although rockfill dams are less sensitive to overtopping than are earthfill structures, they are nevertheless vulnerable to overtopping. For this reason, in designing a new project, the possibility of overtopping the embankment, even with floods greater than design floods, should, as a rule, not be accepted as a design criterion.

Due to the high permeability of rockfill, smaller overtopping flows tend to penetrate the upper slope of the rockfill and to reappear through the lower sections of the downstream face. As the overtopping flow increases, flow cascades down the surface of the downstream face. As the flow increases, rocks in the lower section tend to be dislodged by the drag forces and by the uplift pressures of the flow emerging from the rockfill. This leads to rock masses slipping down the face and ultimately to a breach of the upstream sealing earthfill or concrete facing.

Comme mesure pour éviter un effondrement du remblai rocheux dans l'éventualité d'un débordement non prévu, Stephenson (1979), avec quelques autres, suggère que les talus du remblai soient aplanis de 1:5 à 1:20, ou renforcés par des treillis métalliques. Des talus plats sont certainement peu économiques et difficiles à utiliser. Des remblais rocheux renforcés ont été utilisés jusqu'à présent, normalement, uniquement dans des structures temporaires telles que des caissons hydrauliques, principalement car les barres d'acier exposées peuvent se corroder au fil du temps.

Au cours des dernières décennies, certaines expériences de recouvrement en béton des talus en aval du remblai rocheux – ce qui signifie la construction d'un évacuateur classique sur un remblai rocheux – ainsi que l'utilisation de RCC (Rolled Compacted Concrete) pour empêcher l'érosion et l'instabilité du remblai ont été couronnées de succès. L'utilisation de ces solutions comme aménagements permanents de projet doit être évaluée soigneusement et étudiée de manière approfondie dans chaque cas puis comparée aux cas précédents.

Des conceptions de remblais rocheux à débordement seront traitées dans les chapitres suivants de ce rapport ou se référeront à des travaux publiés.

La solidité des matériaux de fondation pour les barrages en enrochement tend à être inférieure à celle exigée pour les barrages en béton et, par conséquent, l'érosion des fondations par l'eau s'écoulant en cascade le long du parement peut également présenter une menace pour la stabilité du parement du remblai rocheux. Des moyens adéquats de dissipation de l'énergie du débit, en utilisant la profondeur d'eau aval normale (dans les conditions de débordement) ou en construisant des structures spéciales, doivent être envisagés.

3.2.3. Barrages en béton

À moins que la stabilité intrinsèque d'un barrage en béton de type barrage-poids ne soit marginale lorsqu'il est soumis à la pression de l'eau et des sédiments sur le parement amont et à des sous-pressions au-dessous du barrage, un barrage en béton serait nettement moins sensible à un débordement qu'un barrage en enrochement.

La stabilité du barrage en béton est affectée par des niveaux d'eau aval élevés, qui augmenteraient la sous-pression totale sous la fondation du barrage. De manière similaire, la conversion de chutes à haute vitesse au pied du barrage en sous-pressions sous le barrage en association avec la pression horizontale augmentée sur le parement amont du barrage peut augmenter le risque d'une défaillance du barrage par glissement ou même par renversement.

Un barrage en béton dépend toutefois fortement des conditions satisfaisantes des fondations et l'érosion de la roche au pied d'une paroi peut présenter un risque réel pour sa stabilité. De manière similaire, l'eau qui se rassemble et descend le long des talus de la culée, et/ou le long du pied aval d'un barrage en béton peut éroder la stabilité du barrage.

Certains types de barrages en béton peuvent être plus sensibles à l'érosion des fondations que ne le seraient de simples barrages-poids. Par exemple, l'eau tombant entre les contreforts des barrages à contreforts ou des barrages à voûtes multiples érode les fondations des contreforts.

As a measure to avoid collapses of the rockfill embankment in the event of an unpredicted overtopping, with some others, Stephenson (1979) suggested that embankment slopes should be flattened from 1:5 to 1:20, or be reinforced with steel mesh. Flat slopes are certainly uneconomical and difficult to use. Reinforced rockfill so far has normally been used only in temporary structures such as cofferdams mainly because the exposed steel bars may be corroded with time.

In the last decades, there have been some successful experiences with concrete lining of downstream slopes of rockfill - which means building a conventional spillway on top of a rockfill embankment - as well as the use of RCC (rolled compacted concrete) to prevent the erosion and instability of the embankment. The use of these solutions as permanent project facilities must be evaluated with care and in any case thoroughly studied and compared with precedent cases.

Designs of overflow rock-fill embankments will be treated in the following chapters of this report, or refer to published works.

The strength of founding materials for rockfill dams tends to be lower than that required for concrete dams and, accordingly, the erosion of the foundations by water cascading down the face can also present a threat to the stability of the face of the rockfill. Adequate means of dissipating the flow energy either by using the normal (in overflow conditions) tail water depth or by building special structures must be provided.

3.2.3. Concrete Dams

Unless the intrinsic stability of a concrete gravity type dam is marginal when subject to the pressure of water and sediment on the upstream face and on uplift pressures beneath the dam, a concrete dam would be very much less sensitive to overtopping than would an embankment dam.

The stability of a concrete dam is affected by high tailwater levels, which would increase the total uplift pressures beneath the dam wall. Similarly, the conversion of high velocity heads at the toe of the dam into uplift pressures beneath the dam in conjunction with the increased horizontal pressure on the upstream face of the dam can increase the susceptibility of the dam to failure by sliding or even overturning.

A concrete dam is, however, very dependent on satisfactory founding conditions and the erosion of the rock at the toe of a dam wall can present a real threat to its stability. Similarly, the water that collects and runs down the abutment slopes alongside the downstream toe of a concrete dam can erode the stability of the dam.

Certain types of concrete dam may be more susceptible to erosion of the foundations than would simple mass gravity dams. For example, water falling between buttresses of buttress dams or multiple arch dams might erode the foundations of the buttresses.

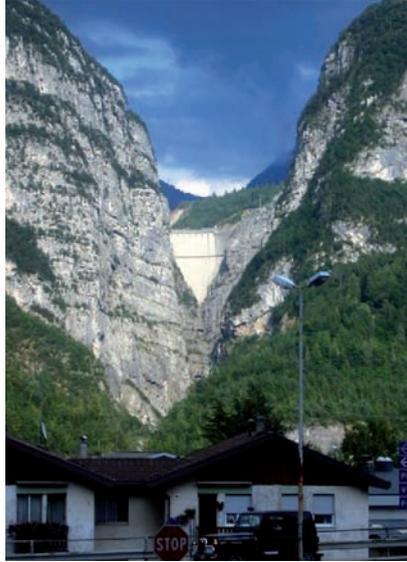


Fig. 2.
Barrage-voûte du Vajont en Italie

Les barrages-voûtes tendent à mieux résister aux débordements que d'autres types de barrages en béton, bien que ceci dépende naturellement des conditions des fondations de la culée. Un des exemples les plus connus réside dans le barrage-voûte Vajont d'une hauteur de 262 m en Italie, qui, en raison d'un glissement de montagne dans sa réserve a été soumis à une vague qui a débordé de la crête du barrage d'une hauteur de 160 m. La paroi du barrage n'a cependant pas lâché, bien qu'elle ait été soumise à des multiples des contraintes nominales.

3.3. CAPACITÉ SUPPLÉMENTAIRE DANS LES ÉVACUATEURS OPÉRATIONNELS

L'évacuateur opérationnel ou de service est l'aménagement d'évacuation d'une crue de projet qui est capable d'évacuer des crues avec des amplitudes égales ou inférieures à la crue nominale de l'évacuateur. En d'autres termes, l'évacuateur opérationnel est la (ou les) structure(s) d'évacuation qui est (sont) conçue(s) pour des crues opérationnelles normales et, en tant que tel, dispose de la capacité pour gérer, avec une probabilité ou un risque prédéfini(e), l'hydrogramme de crue maximale prévu pendant la durée de vie du projet. Cet hydrogramme de crue devrait être calculé en utilisant des critères de conception recommandés ou approuvés.

Dans la plupart des projets, l'évacuateur opérationnel devrait au moins être capable de gérer des crues avec des valeurs de pointe calculées par des moyens statistiques avec des périodes de retour de 1:1 000 à 1:10 000 ans. Si la durée de vie prévue du projet est de 100 ans, ceci correspond à un risque de capacité insuffisante pendant la durée de l'ouvrage respectivement d'environ 10 % à 1 %.

La fourniture d'une capacité d'évacuation supplémentaire dans un évacuateur opérationnel a une signification différente pour les différents types d'évacuateurs. Les évacuateurs de surface peuvent être des structures non contrôlées (sans vannes)



Fig. 2
Vajont arch dam in Italy

Arch dams tend to be more resistant to overtopping than other types of concrete dams although this is dependent naturally on the abutment founding conditions. One of the most famous examples is the well-known 262-m high Vajont arch dam in Italy, which, due to a mountain slip failure in its storage basin was subjected to a wave of water, which passed over the crest of the dam at a depth of 160 m. The dam wall did not fail however, even though subject to stresses which were multiples of the designed stresses.

3.3. ADDITIONAL CAPACITY IN OPERATIONAL SPILLWAYS

The operational or service spillway is the flood discharge facility of the project that is able to discharge floods with magnitudes equal to or less than the spillway design flood. In other words, the operational spillway is the discharge structure (or structures) which is designed for normal operating floods and, as such, has the capacity to handle, with a predefined probability or risk, the maximum flood hydrograph expected during the lifetime of the project. The determination of this flood hydrograph should be computed using recommended or approved design criteria.

In most projects, the operational spillway would at least be able to handle floods with peak values computed by statistical means with return periods of 1:1000 to 1:10 000 years. If the expected lifetime of the project is 100 years, this means a risk of insufficient capacity during the life of the project from about 10% to 1% respectively.

The provision of additional discharge capacity in an operational spillway has a different meaning in different types of spillways. Surface spillways can be uncontrolled (ungated) or controlled (gated) structures. Bottom outlets and orifice

ou contrôlées (à vannes). Les évacuateurs à vidange de fond et à orifice seront normalement contrôlés par des vannes. Certains projets sont conçus pour présenter une capacité de débit opérationnelle répartie entre deux structures indépendantes, différentes, ou plus. Les évacuateurs à tunnel peuvent être une combinaison d'évacuateurs de surface et à vidange de fond et peuvent être à vanne ou non. Ainsi de nouveau, pour les projets dans lesquels une capacité de débit supplémentaire serait souhaitable, les évacuateurs de surface seraient préférables, car la capacité de débit par unité de longueur des évacuateurs de surface augmente plus rapidement avec une augmentation de la chute que le débit des évacuateurs à orifice.

En ayant à l'esprit la discussion sur le débordement de barrages en béton, présentée dans un paragraphe précédent, si le barrage proposé est un barrage en béton, le débordement des structures peut être considéré, jusqu'à un certain point, comme la capacité de débit exceptionnelle supplémentaire. Des exemples de barrages en béton débordés, sans destruction de la structure, existent. Bien que des pratiques de bonne ingénierie empêcheraient de considérer ceci comme un cas normal, quoiqu'exceptionnel, la réalité veut que les barrages en béton puissent résister en sécurité à un degré de débordement considérable. Ceci diminuerait logiquement le besoin de fournir des dispositions pour assurer une capacité de débit au-delà de la crue nominale de l'évacuateur. Très souvent la limitation ne se situe pas dans la structure du barrage elle-même, mais au niveau des fondations ou des zones en aval du barrage. Si un affouillement survient dans ces zones, une instabilité de la structure du barrage peut en découler, ce qui peut conduire à une situation dangereuse. Ces mesures ne sont dès lors recommandées que si le barrage est plutôt petit, que la qualité de la roche est bonne et que le débit prévu et la durée sont relativement limités. On peut également tenter de réduire ou d'étendre l'impact du jet.

Un exemple est le petit et ancien barrage voûte de Mervent en France (H 29 m, L 105 m, C 1956 ; Fig. 3) qui a été soumis au Comité Spécial de Révision des Vieux



Fig. 3.
Barrage de Mervent, France

spillways will be normally controlled by gates. Some projects are designed to have the operational discharge capacity divided between two or more independent and different structures. Tunnel spillways can be a combination of surface spillway and bottom outlets, and can be gated or ungated. So again in projects where additional discharge capacity is desirable, surface spillways would be preferable because the discharge capacity per unit length of surface spillways increases faster with the increase in head, than does the discharge of orifice spillways.

Bearing in mind the discussion of overtopping of concrete dams, presented in the previous item of this bulletin, if the proposed dam is a concrete dam, overtopping of the structures can be considered up to a certain point, as the extra exceptional discharging capacity. Examples of overtopped concrete dams, without collapsing the structure, exist, and although good engineering practice would prevent considering this as a “normal” albeit exceptional case, the reality is that concrete dams, as mentioned, can sustain safely a considerable degree of overtopping, and this would logically diminish the need of provision of discharge capacity beyond the spillway design flood. Very often, the limitation does not lay in the dam structure by itself, but in the foundation or areas downstream of the dam. If scouring occurs in these regions, it can cause instability of the dam structure and lead to a dangerous situation. The provision is therefore only recommended if the dam is rather small, the rock quality good and the expected discharge and duration of spilling is rather limited. Some efforts can be made to reduce or spread the impact of the jet.

One example is the small old arch dam in France (Mervent, H 29 m, L 105 m, C 1956) submitted to Old Dam Special Revision by the CTPB (Comité Technique



Fig. 3
Mervent dam in France

Barrages par le CTPB (Comité Technique Permanent des Barrages), où une capacité de déversoir insuffisante a été diagnostiquée.

Ce barrage-voûte est équipé de déversoirs de siphon (aucune augmentation significative de débit n'est possible en fonction du niveau de réservoir, lors des crues), et d'une route de crête. Les autorités, considérant le temps nécessaire au financement et à la construction d'un déversoir additionnel ont recommandé, en tant que mesure de sécurité immédiate, de démolir le parapet amont en béton et de le remplacer par une grille en acier afin de réduire la charge extrême possible sur le barrage en cas de crue excédant la capacité de déversoir. Ils ont également recommandé de garder le mur en béton de parapet sur les rives, afin d'éviter des érosions de ces rives en cas de déversement sur la crête, et de démolir uniquement le parapet en béton dans la section de la vallée (là l'eau tomberait dans le lit aval).

3.3.1. Évacuateurs sans vannes

La capacité d'évacuation des évacuateurs de surface non contrôlés (sans vannes) peut être augmentée en allongeant la crête ou en augmentant la charge hydraulique sur le seuil d'évacuation. Dans le premier cas, la limitation de l'espace est le problème principal à surmonter dans la formulation de l'implantation du projet, car la longueur supplémentaire doit être construite en haut d'un barrage en béton ou sur une fondation en roche dans les culées. La séparation en deux évacuateurs indépendants est également possible, mais n'est souvent pas faisable, car le seuil peut être construit en haut d'un barrage en terre. Dans certains cas, un évacuateur avec une digue en terre est également possible.



Fig. 4
Évacuateur sans vannes, Barrage
de Hoover, Arizona, USA

L'augmentation de la charge hydraulique signifie éventuellement l'élévation de la crête du barrage et donc l'augmentation de l'énergie spécifique du canal ou du jet sortant, ce qui signifie souvent des mesures plus importantes pour dissiper l'énergie de la crue en aval du barrage. Un autre problème qui survient en raison de l'augmentation du niveau élevé de la crue est l'augmentation de la zone de la surface de réservoir proposée, incluant généralement des contraintes environnementales plus importantes et des coûts d'acquisition de terrain plus importants. La charge hydraulique peut également être augmentée en abaissant la crête de l'évacuateur et donc en perdant la capacité de stockage correspondante.

D'autre part, les évacuateurs sans vannes sont, sans aucun doute, les structures d'évacuation les plus sûres car ils ne dépendent pas d'équipements mécaniques ni de règles opérationnelles qui peuvent dysfonctionner ou être mal utilisées. Les

Permanent des Barrages), suffering from a diagnostic of insufficient spillway capacity (see Fig. 3).

This arch dam is fitted with siphon spillways (no significant increase of discharge with reservoir level, when discharging), and supporting a crest road. The authorities, considering the long time needed for financing and constructing an additional spillway, recommended as immediate safety measure to demolish the upstream concrete parapet, and replace it by a steel grid one, more pervious, for reducing the possible extreme loading of the dam in case of flood exceeding the spillway capacity. They also recommended to keep the concrete parapet wall on the banks sides, for avoiding bank erosions in case of over spilling on the crest; and demolishing the concrete wall only in the valley section (where the water would fall onto the TWL).

3.3.1. Ungated Spillways

Uncontrolled (ungated) surface spillways can have their discharge capacity increased by extending the crest length or by increasing the hydraulic head over the discharging sill. In the first case, space limitation is the main problem to be overcome in formulating the project layout, as the additional length sill must be built either on top of a concrete dam or on a rock foundation in the abutments. Separation in two independent spillways is also possible but not often feasible as the sill can be constructed on top of earthfill dam. In some cases, an earth-lined spillway is also possible.



Fig. 4
Ungated Spillway, Hoover Dam,
Arizona, USA

Increasing the hydraulic head possibly means raising the crest of the dam and also increasing the specific energy of the issuing channel or jet, which often means increased provision for dissipating the flood energy downstream of the dam. Another problem that arises due to raising the high flood level is the increase in area of the proposed reservoir surface involving as a rule increased environmental constraints and additional cost in land acquisition. The hydraulic head can also be increased by lowering the spillway crest, and thus losing the corresponding storage capacity.

On the other hand, ungated spillways are undoubtedly the safest of all discharging structures because they do not depend on mechanical equipment or operational rules that can malfunction or be wrongly used. Ungated spillways also

évacuateurs sans vannes ne peuvent normalement pas se boucher par des débris qui flottent, suite à une déforestation, une chute de pluie intense dans la zone du réservoir, des cyclones ou des typhons ou une mauvaise utilisation de la plaine en terre agricole.

Sur base de ces avantages, les raisons d'une non-utilisation d'un évacuateur de surface sans vannes sont économiques et fonctionnelles.

L'augmentation des coûts peut trouver son origine dans les facteurs suivants :

- l'augmentation de la crête du barrage (et de son volume), dans le cas d'évacuateurs à débordement construits dans la portion en béton du barrage ;
- la zone de terre noyée formant le réservoir à acquérir par le propriétaire est plus grande et l'impact environnemental associé à cette zone plus grande est plus important. Ce facteur est particulièrement sensible dans les réservoirs plus grands et dans les endroits où vivent des populations plus nombreuses ;
- l'augmentation de l'excavation des culées pour l'ajustement de la structure de l'évacuateur dans le cas de barrages en matériaux meubles ;
- en cas de grands débits solides, conjugués avec des importants débits, la capacité de stockage est modifiée du fait des dépôts de sédiments.

L'évaluation des coûts d'évacuateurs à vannes se focalise souvent uniquement sur les coûts en capital et ne prend pas en compte de manière adéquate le problème des coûts continus d'entretien ni les coûts de la gestion du risque nécessaires lors d'une utilisation d'un évacuateur à vannes. Non seulement les coûts de la gestion du risque (par exemple des niveaux multiples de redondance dans le système de fonctionnement de la vanne) doivent être pris en compte, mais également le risque de panne de ce système de back up.

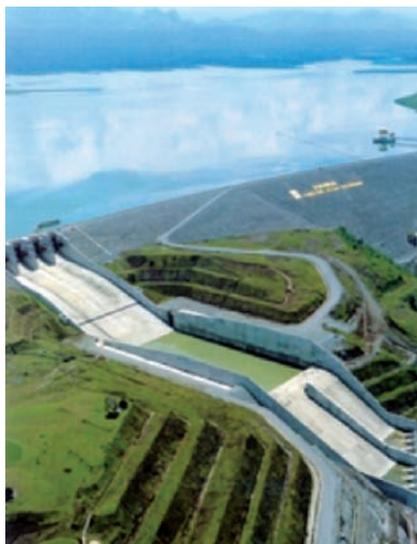


Fig. 5.
Barrage de Mrica, Indonésie

Un cas intéressant rapporté par Rytters (1988) impliquant un choix entre un évacuateur à vanne ou sans vanne, où le facteur économique était prépondérant, est

are normally free from clogging by floating debris that may appear as a consequence of deforestation, intense rainfall in the reservoir area, cyclones and typhoons and plain misuse of agricultural land.

With all these advantages, the reasons for not using surface ungated spillway are economic and operability.

The increased cost may have origin in the following factors:

- the increase in the dam crest (and dam volume), in case of overflow spillways built in the concrete portion of the dam ;
- the enlarged area of reservoir flooded land to be acquired by the owner and the increased environmental impact related to this increased area. This factor is particularly sensitive in large reservoirs and in places where population may be affected ;
- the increase in abutment excavation to fit the spillway structure in case of embankment dams ;
- incase of high sediment inflow with high flood discharge, storage capacity gets affected due to deposition of sediment.

The evaluation of the costs of gated spillways is often focused on the pure capital costs and does not adequately address the issue of the ongoing maintenance costs but also the costs of the risk management required if a gated spillway is used. Not only do the costs of the risk management (e.g. multiple levels of redundancy in the gate operating system) have to be factored in but also the risk cost of a failure of these back-up system.

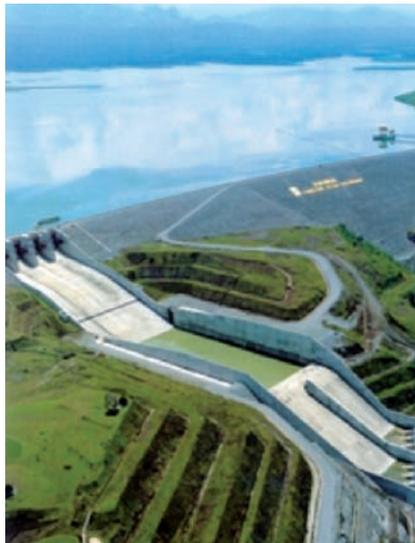


Fig. 5
Mrica Dam, Indonesia

An interesting case involving a decision between a gated and ungated spillway, where the economic factor was preponderant, is the Mrica Dam in Indonesia (see

le barrage Mrica en Indonésie (Fig. 5). La prépondérance absolue de la sécurité par rapport à l'économie est toutefois soutenue par de nombreux ingénieurs et spécialistes; une argumentation stimulante en faveur d'évacuateurs sans vanne basée sur la sécurité a été présentée par Meilland et Cayla (1988) lors de la rencontre ICOLD à San Francisco, abordant la crue nominale et le contrôle opérationnel des crues (Question 63). Tous ces facteurs et arguments doivent être pris en considération lorsqu'on prévoit des moyens pour l'évacuation des crues supérieures à la crue nominale.

3.3.2. Évacuateurs à vannes

Les évacuateurs de surface à vannes sont utilisés, comme mentionné, pour des raisons économiques et constituent probablement la grande majorité des évacuateurs des projets localisés dans les grands bassins de drainage. Ils comprennent les plus grands évacuateurs au monde, tels que Tucuruí et Itaipu (Fig. 6) au Brésil, Guri au Venezuela et Masherwar en Inde. Ils présentent l'avantage d'apporter l'aptitude à réguler une crue et de permettre le contrôle du débit lâché en aval. Dans ces cas, pour des crues inférieures à la crue nominale, le débit lâché via les vannes peut être limité à la capacité de sécurité du canal en aval.



Fig. 6
Déversoir avec vannes, Itaipu, Brésil

Fig. 5.), as reported by Rytters (1988). The absolute preponderance of safety over economy is however supported by numerous engineers and specialists; a challenging argumentation in favor of ungated spillways based on safety was presented by Meilland and Cayla (1988) in the San Francisco ICOLD meeting dealing with Design Flood and Operational Flood Control (Question 63). All these factors and arguments should be considered when providing means for discharging the incremental flood above the normal design flood.

3.3.2. Gated Spillways

Surface gated spillways are used, as mentioned, for economic reasons, and constitute probably the large majority of spillways in projects located in large drainage basins. These include the largest spillways in the world such as Tucuruí and Itaipu, in Brazil (see Fig. 6), Guri in Venezuela and Masherwar in India. They have the advantage to provide the ability to regulate a flood as they allow controlling the discharge released downstream. In such case, for floods smaller than the design flood, the discharge released through the gates can be limited to the downstream channel safe capacity.



Fig. 6
Gated Spillway, Itaipu, Brazil

Les vannes segment sont actuellement le type de vannes le plus souvent utilisées pour les évacuateurs de surface. Leur comportement opérationnel a une très bonne réputation dans de nombreux projets localisés dans différentes parties du monde. L'agencement mécanique pour les vannes segment s'est développé, en particulier dans le mécanisme de levage. On utilise à l'heure actuelle, quasi universellement, des élévateurs hydrauliques agissant sur les deux bras de la vanne plutôt que les anciens câbles en acier attachés à la partie inférieure de celle-ci. Les servomoteurs des élévateurs sont généralement actionnés par des systèmes de contrôle hydrauliques avec des moyens d'action redondants, qui comprennent généralement des moteurs diesel destinés à fonctionner localement si l'alimentation électrique est coupée. Des directives sur l'alimentation électrique, les sources d'urgence, les points de contrôle pour les vannes et les principes d'un contrôle automatique sont repris dans Bister et Le Delliou (2000).

Néanmoins, les vannes peuvent être en panne, bouchées par des débris flottants, dysfonctionner et elles sont également plus sensibles aux actes potentiellement incorrects que les structures sans vanne. Par rapport à ce dernier point, on ne peut pas faire grand chose en termes de dispositions de conception.

Des exemples de pannes d'évacuateurs à vanne par un dysfonctionnement mécanique ou une erreur humaine lors des manœuvres, comprennent des cas avec des conséquences extrêmement graves, comme pour le barrage Euclides da Cunha Dam au Brésil, en 1977, où les vannes ne pouvaient s'ouvrir en raison d'une défaillance dans les procédures de contrôle et de l'impossibilité d'atteindre la vanne à temps pour la manœuvrer localement, ce qui a provoqué un débordement et une destruction du barrage en terre et du barrage suivant en aval. La panne en juillet 1995 de la vanne segment du barrage Folson, aux USA, en raison de la corrosion des axes de tourillon en acier a provoqué des préoccupations mondiales sur les problèmes associés à l'entretien. Un autre exemple est la panne des vannes segment de l'évacuateur à coursier du barrage Sefid Rud pendant un tremblement de terre en 1990 (Fouladi et Jalalzadeh, 2000). Une étude intéressante sur les problèmes de fiabilité des vannes a été présentée par Lewin, Ballard et Davis (2003). Toutefois, la plupart des cas de dysfonctionnement enregistrés n'ont provoqué qu'un dommage mineur et ont pu être résolus sans conséquences majeures. Il est important de noter que tous ces incidents et accidents ont apporté une expérience, qui a été utilisée pour corriger les points faibles dans la conception et dans les règles d'exploitation et il est moins probable que les mêmes situations surviennent à l'heure actuelle.

Un point important à prendre en considération dans l'évaluation de l'utilisation d'évacuateurs à vannes par rapport à ceux sans vanne réside dans la vitesse d'augmentation du niveau d'eau dans le réservoir aux conditions de crue avec une (ou plusieurs) vanne(s) calée(s) dans une position fermée ou semi-fermée. Si une zone de réservoir est petite et que la crue entrante est importante, le niveau d'eau s'élèvera plus vite que le temps prévu pour régler un problème potentiel de vanne et le risque de débordement du barrage devient possible. Dans ces cas, l'utilisation d'évacuateurs sans vanne devient obligatoire. Une solution mixte pourrait être l'utilisation d'un évacuateur sans vanne en plus des vannes, ce qui donnera suffisamment de temps pour les réparer.

Radial gates are presently the most often used type of gate for surface spillways. Their operational behavior presents a very good record in many projects located in different parts of the world. The mechanical arrangement for radial gates has evolved specially in the lifting mechanism. Nowadays almost universally, hydraulic hoists acting on both arms of the gate are preferably used rather than the old steel ropes attached to the lower part of the gate. As a rule, the servomotors of the hoists are actuated by hydraulic control systems with redundant means of action, which normally include diesel motors to operate locally if electric power is cut off. Guidelines about energy supply, ultimate emergency sources, control points for gates and principles for automatic control can be found in Bister and Le Delliou (2000).

Nevertheless, gates can fail, can be clogged by floating debris, can be operated in a wrong way and also are more sensitive to potential incorrect acts, than would be ungated structures. For this last point, there is not much to be done in terms of design provisions.

Examples of failure of gated spillways by mechanical malfunction or human error in operation include cases with extremely serious consequences, as in Euclides da Cunha Dam in Brazil, in 1977, where the gates could not be opened because of failure in the control procedures and due to the impossibility of reaching the gate in time to operate it locally, causing overtopping and destruction of the earth dam and of the next dam downstream. The failure in July 1995 of the radial gate of Folsom Dam, in the USA, due to corrosion of the steel trunnion pins, caused worldwide concerns about maintenance-derived problems. Another example is the failure of the radial gates of the chute spillway of Sefid Rud dam during an earthquake in 1990 (Fouladi and Jalalzadeh, 2000). An interesting survey of gate reliability problems was presented by Lewin, Ballard and Davis (2003). However, most of recorded cases of malfunction have caused only minor damage and were able to be solved without major consequences. It is important to note that all these incidents and accidents provided experience, which has been used to correct weak points in design and in operational rules, and today the same situations would be less likely to occur.

One important point to be considered in evaluating the use of gated vs. ungated spillways is the velocity of the raising of the reservoir water level in flooding conditions with one (or more) gates stalled in a closed or semi-closed position. If the reservoir area is small and the incoming flood large, the water level will raise faster than the expected time to fix any potential gate problem, and the risk of overtopping of the dam becomes possible. For these cases, the use of ungated spillways will be mandatory. A mixed solution could be the use an ungated spillway in addition to gates, which will give enough time to repair the gates.



Fig. 7
Évacuateur avec vannes, Barrage Scrivener, Canberra, Australie

Parmi les critères destinés à assurer une exploitation sûre d'évacuateurs à vanne, on trouve l'addition d'une (ou de plusieurs) vanne(s) supplémentaire(s) pour parer à toute éventualité au cas où certaines vannes ne s'ouvriraient pas. Cette disposition d'une capacité supplémentaire dans les évacuateurs à vanne, comme mentionné ci-dessus, présente comme inconvénient sérieux de créer la possibilité de produire une crue artificielle, qui peut être plus grande que la crue extrême que la ou les vannes supplémentaires devraient contrôler, en raison d'une ouverture erronée ou incorrecte des vannes.

Enfin, il existe un certain nombre de barrages plus anciens, dont les évacuateurs sont contrôlés par des batardeaux. Ceux-ci sont particulièrement vulnérables à un dysfonctionnement pendant des débits de crue excessifs [par exemple le cas du Lac-Kenogami en 1996, (batardeaux en acier et en bois avec un système de levage inapproprié)] et ne doivent pas être pris en considération dans de nouveaux projets d'une certaine envergure.

3.4. ÉVACUATEURS AUXILIAIRES ET DE SECOURS

Les termes « auxiliaire » et « secours » pour qualifier la fonction d'un évacuateur ne sont pas compris de manière unanime dans la profession. Si on admet que l'évacuateur de « service » ou « opérationnel » est la (ou les) structure(s) via laquelle l'hydrogramme complet de la crue nominale de l'évacuateur est évacué, tout autre évacuateur faisant partie du projet pourrait être appelé évacuateur auxiliaire ou de secours.

La pratique actuelle, comme indiqué dans le chapitre 2, considère la « crue nominale » comme la crue qui est normalement calculée, sur base d'analyses de probabilité de données hydrologiques, et qui doit être évacuée sans compromettre l'exploitation normale du projet. D'autre part, la « crue de sécurité » ou une « crue nominale de projet » qui est souvent le PMF ou une variation de ce concept, est acceptée comme étant l'événement de crue maximal qui doit être supporté par le



Fig. 7
Gated Spillway, Scrivener Dam, Canberra, Australia

Among the criteria for ensuring a safe operation of gated spillways, is the addition of an extra gate (or gates) to provide a contingency for the case in which some of the gates do not open. This provision of extra capacity in gated spillways, as mentioned before, has the serious disadvantage of creating the possibility of producing an artificial flood, which may be larger than the extreme flood that the additional gate (or gates) was intended to control, due to erroneous or malicious opening of the gates.

Finally, there are a number of older dams that have spillways controlled by stoplogs. These are particularly vulnerable to malfunction or maloperation during excess flood flows (for example, Lac-Kenogami case in 1996, steel and wooden stoplogs with inadequate lifting system) and should not be considered in important new projects.

3.4. AUXILIARY AND EMERGENCY SPILLWAYS

The terms “Auxiliary” and “Emergency” for qualifying the function of a spillway are not unanimously understood by the profession. Admitting that the “Service” or “Operational” spillway is the structure (or structures) through which the full Spillway Design Flood hydrograph is discharged, then any other spillway included in the project could be termed as an auxiliary or emergency spillway.

The recent practice, as noted in Chapter 2, considers the “design flood” as the flood which is normally computed, based on probability analyses of hydrologic data, and which must be discharged without impairing the normal operation of the project. On the other hand, the “check flood” or a “Project Design Flood”, which is commonly the PMF or a variation of the concept, is accepted as being the maximum flood event to be supported by the project without incurring a failure of the project

projet sans provoquer sa défaillance, telle qu'un débordement du remblai. En plus de ces définitions, le concepteur peut également prendre en considération le cas d'une incertitude dans la définition des limites de crue maximales et/ou d'une limitation accidentelle possible dans la capacité d'évacuation des structures de l'évacuateur. Ces faits caractérisent une situation d'urgence.

Sur base de ces concepts, un « évacuateur auxiliaire » peut être défini comme un évacuateur qui complète la capacité de l'évacuateur de service pour évacuer la crue nominale totale du projet (ou la crue de sécurité). L'évacuateur « de secours » pourrait être un organe d'évacuation supplémentaire qui pourrait entrer en opération si la crue entrante, pour une raison quelconque, était supérieure à la crue qui pourrait être gérée par les évacuateurs de service et auxiliaire combinés ou si la capacité normale de ces structures était entravée par un événement inhabituel tel qu'un dysfonctionnement d'une vanne, le bouchage du passage dans l'évacuateur ou un arrêt d'urgence d'une centrale électrique. Ces définitions ont été proposées par Kjellesvig (2002).

Les évacuateurs auxiliaires et de secours seront abordés plus en détail dans le chapitre 4 de ce rapport. En termes de stratégie pour la formulation de l'agencement du projet, l'utilisation d'un évacuateur de secours est toutefois une décision qui est strictement liée à la possibilité d'une occurrence de crues supérieures à la crue nominale du projet. L'évacuateur auxiliaire est utilisé, dans la plupart des cas, pour permettre une réduction de la crue nominale attribuée à l'évacuateur de service et sera exploité pour gérer des crues plus rares avec des périodes de retour plus élevées.

3.5. ATTÉNUATION DES POINTES DE CRUE

La disposition d'un volume supplémentaire, au-dessus du niveau opérationnel maximal du réservoir, pour stocker une partie de l'hydrogramme de crue extrême permettant une réduction du débit maximal évacué par le système d'évacuateur n'est faisable que si la zone du réservoir est suffisamment grande pour gérer un volume important avec une augmentation limitée du niveau. Le niveau pris en considération dans la conception qui doit être atteint lorsque la crue nominale du projet survient est généralement appelé Maximum Flood Level (niveau de crue maximal). De même, ce niveau est normalement plus élevé que le niveau d'exploitation maximal.

Selon Bouvard (1988), l'atténuation d'un hydrogramme de crue entrant n'est efficace que si le coefficient de l'hydrogramme (défini comme le rapport du volume de l'hydrogramme de crue divisé par le produit de la zone de surface du réservoir et de la hauteur du barrage) est nettement inférieur à l'unité. Manifestement, seuls quelques projets répondent à ce critère.

3.6. REVANCHE

Dans n'importe quel cas, une revanche supérieure au niveau maximal de crue est normalement prévue dans tous les projets de barrage. Cette disposition est

such as embankment overtopping. In addition to these definitions, the designer might as well consider the case of uncertainty in defining the maximum flood limits and/or of some accidental possible limitation in the discharging capacity of spillway structures. These facts characterize an emergency situation.

Based on these concepts, an “Auxiliary Spillway” can be defined as a spillway that complements the capacity of the service spillway to discharge the total Project Design Flood (or Check Flood). The “Emergency Spillway” could be understood as a supplementary discharge organ that would enter into operation if either the incoming flood, for any reason, is greater than the flood for which the Service and the Auxiliary spillways combined can take care of, or if the normal capacity of these structures is harmed by an unusual event such as gate malfunction, clogging of the spillway passage or emergency cut-of of a powerhouse. These definitions were proposed by Kjellesvig (2002).

Auxiliary and Emergency spillways will be discussed in more detail in Chapter 4 of this report. In terms of the strategy for the formulation of the project arrangement, the use of an Emergency Spillway is, however, a decision that is strictly connected with the possibility of occurrence of floods greater than the Project Design Flood. The Auxiliary Spillway in most cases is used for allowing a reduction of design flood assigned to the Service Spillway, and as a consequence will be operated to take care of the more infrequent floods with higher return periods.

3.5. ATTENUATION OF FLOOD PEAKS

The provision of additional volume, above the maximum operational level of the reservoir, to store part of the extreme flood hydrograph allowing a reduction of the maximum flow discharged by the spillway system, is only feasible if the area of the reservoir is large enough to provide a large volume with a limited increase in elevation. The elevation considered in the design to be reached when the Project Design Flood occurs, is generally called the Maximum Flood Level. This elevation is also normally higher than the Maximum Operational Level.

Following Bouvard (1988), the attenuation of an incoming flood hydrograph is only effective if the hydrograph coefficient (defined as the ratio of the flood hydrograph volume divided by the product of the reservoir surface area and the height of the dam) is much smaller than unity. Obviously only some projects can meet this criterion.

3.6. FREEBOARD

In any case, a freeboard above the Maximum Flood Level is normally provided for in all dam projects. This provision is intended to protect the dam from waves

prévue pour protéger le barrage de vagues produites dans le réservoir et est normalement dimensionnée en utilisant des critères standard bien établis qui prennent en considération un vent probable maximal soufflant vers le fetch le plus long du réservoir avec l'eau stockée dans le réservoir au niveau maximal de crue. Bien entendu, la probabilité des deux événements survenant en même temps est nettement plus faible que la probabilité isolée de l'occurrence de chacun d'eux. On arrive ainsi à la recommandation préconisée par certains pays (tels que la Chine, par exemple), de considérer que le niveau de crue maximal coïncide avec ou est légèrement inférieur au niveau de la crête du barrage.

Il faut rappeler ici que dans le cas d'un barrage, où il existe une combinaison d'une partie en béton et d'une partie endiguée, il est usuel de fixer le niveau de la crête du remblai environ 1 m (ou plus) au-dessus du niveau de la crête en béton, pour s'assurer que, dans le cas d'un débordement, la partie en béton serait débordée en premier lieu et le risque d'un débordement de la partie remblayée serait aussi réduit.

3.7. DÉGÂTS ET ÉVACUATEURS ENDOMMAGÉS

Les évacuateurs peuvent être conçus de nombreuses manières différentes et de nombreux efforts et dépenses ont été réalisés pour optimiser la conception et la construction de ces évacuateurs.

Néanmoins, des dommages surviennent aux évacuateurs et la littérature technique mondiale rapporte nombre de ces dégâts et de ces manquements de performances. Certains événements rapportés ont été provoqués par des crues dépassant la crue nominale, mais, même s'il ne s'agit pas de crues extrêmes, qui sont moins fréquentes que des crues plus faibles, l'expérience a montré que ces crues plus petites pouvaient également provoquer des dommages substantiels.

Kjellesvig (2002) a réalisé une étude d'incidents de dégâts aux évacuateurs. Cette étude, ainsi que d'autres travaux disponibles dans la littérature technique mondiale, a montré que des mécanismes typiques conduisant à des dommages sont la cavitation, l'abrasion (usure due aux sédiments) et des grandes fluctuations de la pression. Ce dernier mécanisme provoque un affouillement de la roche et le soulèvement de blocs en béton. Des zones subissant une vitesse élevée sont très souvent endommagées. Ces zones sont habituellement situées dans la partie inférieure de la structure de transport et dans les zones de dissipation de l'énergie.

L'étude montre également que les dommages surviennent à des débits nettement plus bas que le débit nominal. Différentes raisons existent, parmi lesquelles :

- les impacts de l'eau qui s'écoule sur la structure sont sous-estimés ;
- la résistance du matériau est surestimée (par exemple la roche non protégée) ;
- les efforts sur la structure peuvent être plus importants pendant les petites crues que pendant la crue nominale (par exemple un manque d'air entraîné pendant les crues plus petites, moins de parties submergées en aval) ;
- des matériaux abrasifs peuvent être entraînés par le courant ;

produced in the reservoir and is normally sized by using standard well established criteria that take into consideration a certain maximum probable wind blowing in the direction of the reservoirs longest fetch with the stored water in the reservoir at the Maximum Flood Level. Of course, the probability of both events occurring at the same moment is much lower than the isolated probability of either of them occurring. This permits the consideration, recommended by some countries (such as China, for example), to consider the Maximum Flood Level coincident with or slightly below the elevation of the crest of the dam.

It should be remembered in this respect, that in a dam where there is a combination of a concrete portion and an embankment portion, it is usual to set the embankment crest elevation about 1m (or more) higher than the concrete crest elevation, to ensure that in the event of an overtopping, the concrete portion would be overtopped first and the risk of overtopping the embankment portion, at least reduced.

3.7. DAMAGES AND DAMAGED SPILLWAYS

Spillways can be designed in many different ways and much effort and expense has been used to find and construct the optimum design of spillways.

Despite this, damages to spillways do occur and in the world technical literature reports about damages and performance failures are abundant. Some of the reported events were caused by floods exceeding the design flood, but, if not because extreme floods are less common than smaller floods, experience shows that these smaller floods can as well cause substantial damage.

Kjellesvig (2002) made a survey of incidents of damage to spillways. This survey as well as other reported works available in the world technical literature showed that typical mechanisms leading to damage are cavitation, abrasion (sediment induced wear) and large pressure fluctuations. The last mechanism causes rock scouring and lifting of concrete blocks. Areas with high velocity involved suffer most often from damage. These areas are usually in the lower part of the transport structure and in the energy dissipating areas.

The study also showed that damage does occur at discharges much lower than the design flow. There may be several reasons for this, among them, are:

- the impacts from the flowing water on the structure are underestimated;
- the material strength is overestimated (e.g. unlined rock);

- the force on the structure can be larger during smaller floods than during the design flood (e.g. lack of entrained air during smaller floods, less submergence downstream);
- abrasive materials can be carried by the flow;

- le point d'impact n'est pas le même pendant une petite crue que pendant la crue nominale et peut dès lors ne pas avoir été conçu pour cet impact.

Les références de la littérature concernant des cas spécifiques se trouvent dans les articles et le rapport général présentés pour la Question 71 du Congrès Durban ICOLD (1994) ainsi que dans le livre édité par le Brazilian Committee on Dams (2002).

Les structures de passage de crue qui ont été endommagées par des crues plus petites ne fonctionnent certainement pas comme prévu si les débits continuent à augmenter. Si le débit devenait réellement élevé et dépassait même la crue nominale, des dommages aux autres parties de la structure du barrage ou des zones environnantes seraient probables.

3.8. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'information et les commentaires présentés dans ce chapitre sont destinés à offrir au concepteur de projets de barrage, lors de la formulation des implantations du projet et de l'agencement de ses structures, une indication sur la manière de gérer les problèmes potentiels associés au risque d'une occurrence de crues extrêmes imprévisibles pendant la durée de vie du projet.

La conclusion générale peut être que, étant donné que la solution de conception d'un projet dépend de la qualité et de la représentativité de l'information hydrologique et géotechnique disponible – qui n'est pas nécessairement totalement fiable en termes d'étendue et de profondeur – le concepteur doit envisager la possibilité de gérer des crues supérieures aux crues nominales traditionnelles de manière telle qu'elles ne détruisent pas le projet ni ne provoquent de dommages intolérables pour la vie ou le matériel.

Il est dès lors recommandé, que pendant la phase de formulation du projet, on veuille aux problèmes et questions soulevés dans ce chapitre et on les prendra éventuellement en considération pour obtenir les moyens possibles pour réduire les risques correspondants.

3.9. RÉFÉRENCES

- ANDRE S., MANSO P., SCHLEISS A., BOILLAT J.-L. (2003). "Hydraulic and stability criteria for the rehabilitation of appurtenant spillway structures by alternative macro-roughness concrete linings", Commission Internationale des Grands Barrages, Vingt et unième Congrès des Grands Barrages Montréal, Q 82-R 6, pp. 63-93.
- BERGA, L. (1994). Discussion on Question 71 of ICOLD Eighteenth Congress on Large Dams, Durban, South Africa.
- BISTER AND LE DELLIU (2000). Practical guidelines for improvement of dam safety during floods, ICOLD Congress Beijing, 2000, Q 79 R 29, pp. 501-503.
- BOUVARD, M. (1988). "Design Flood and Operational Flood Control – General Report on Question 63 - Rapport Général de la Question 63 – Crue et Maîtrise de Crues Après Mise en Service du Barrage", Proceedings of the Sixteenth Congress on Large Dams, ICOLD, San Francisco, Ca. USA.

- the impact point is not the same during a small flood as during design flood and may therefore not be designed for this impact.

Literature references to specific cases can be found in papers and General Report presented for Question 71 of the Durban ICOLD Congress (1994) and in the book edited by the Brazilian Committee on Dams (2002).

Flood passage structures that have been damaged by smaller floods, will certainly not function as intended if the flows continue to increase. If the flow were to become really large and even to exceed the design flood, damages to other parts of the dam structure or surrounding areas would be likely.

3.8. CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The information and comments presented in this chapter had the intention to offer the designer of dam projects, when formulating project layouts and the arrangement of the project structures, indication on how to deal with potential problems associated with the risk of occurrence of unforeseeable extreme floods during the life of the project.

The general conclusion may be that since the design solution of a project is dependent on the quality and representativeness of the hydrological and geotechnical informations available - which is necessarily not absolutely reliable in the terms of extensiveness and depth - the designer must consider the possibility of dealing with floods higher than conventional design floods in a way that will not destroy the project or cause unbearable damages to life or property.

It is therefore recommended that during the project formulation phase, attention should be paid to the issues and questions raised in this chapter, and eventually taken into consideration to provide the possible means to mitigate the corresponding risks.

3.9. REFERENCES

- ANDRE S., MANSO P., SCHLEISS A., BOILLAT J.-L. (2003). “Hydraulic and stability criteria for the rehabilitation of appurtenant spillway structures by alternative macro-roughness concrete linings”, Commission Internationale des Grands Barrages, Vingt et unième Congrès des Grands Barrages Montréal, Q 82-R 6, pp. 63-93.
- BERGA, L. (1994). Discussion on Question 71 of ICOLD Eighteenth Congress on Large Dams, Durban, South Africa.
- BISTER AND LE DELLIU (2000). Practical guidelines for improvement of dam safety during floods, ICOLD Congress Beijing, 2000, Q 79 R 29, pp. 501-503.
- BOUVARD, M. (1988). “Design Flood and Operational Flood Control – General Report on Question 63 - Rapport Général de la Question 63 – Crue et Maîtrise de Crues Après Mise en Service du Barrage”, Proceedings of the Sixteenth Congress on Large Dams, ICOLD, San Francisco, Ca. USA.

- BRAZILIAN COMMITTEE ON DAMS (2002). Large Brazilian Spillways – An Overview of Brazilian Experience in Designing and Building Spillways for Large Dams. Foz do Iguaçu, Brazil.
- ELGES H. F. W. K. AND J. S. KNOESEN J. S. (1999). “Erosion Damage Model of a Cohesive Fill Embankment Subject to Crest Flooding” IECA, Manila, Philippines.
- FOULADI NASHTA C. AND A.A. JALALZADEH (2000). SefidRud Concrete Dam after Earthquake 1990. ICOLD Congress, Beijing.
- FOULADI NASHTA C., A.A. JALALZADEH, A. MAHINRAD AND K. BAYATMAKOO. Spillway damage and the construction of a new flip bucket at Karun I, 1994 ICOLD Congress, Q 71, Vol. V, Durban, South Africa.
- HANSON G. J., D. M. TEMPLE AND K. R. COOK (1999). “Dam Overtopping Resistance and Breach Processes Research”. Proceedings of the 1999 Annual Conference of Association of State Dam Safety Officials. St Louis, Mo., USA.
- ICOLD – CIGB (1987). Spillways for dams, Bulletin 58.
- KJELLESVIG, H. M. (2002). Dam Safety – The Passage of Floods that Exceed the Design Flood, Dissertation submitted to the Faculty of Engineering Science and Technology, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.
- LEWIN, J., G. BALLARD AND D. S. BOWLES (2003). “Spillway Gate Reliability in the Context of Overall Dam Failure Risk”, USSD 2003 Annual Lecture, Charleston, So Carolina, USA.
- MEILLAND, P. ET CAYLA O. (1988). « Les Méthodes de Calcul de la Crue de Projet et la Garantie de Fonctionnement des Évacuateurs » Comptes Rendus du Seizième Congrès de Grands Barrages, CIGB, San Francisco, Ca. USA.
- MANSO P. A. ET SCHLEISS A. (2002). “Stability of concrete macro-roughness linings for overflow protection of earth embankment dams”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Volume 29, pp. 762-776.
- MELONE, A. M. AND SELLARS C. D. (1988). “Re-evaluation of Design Floods Thirty Years after Dam Construction”, Proceedings of the Sixteenth Congress on Large Dams, ICOLD, San Francisco. USA.
- PINTO, N. L.de S. (1992). “General Report. Dams and Extreme Floods – Design”, Proceedings of the International Symposium on Dams and Extreme Floods. Granada, Spain.
- QUÉBEC GOVERNMENT (2002). The Regulations on Dams Safety. ICOLD, San Francisco, Ca., USA.
- STEPHENSON DAVID (1979). Rockfill in Hydraulic Engineering – Developments in Geotechnical Engineering 27.
- TALBOT, J. R. (1994). “Earth Spillway Performance and Damage Assessment – A Ten Year Study” Report 29, Question 71, ICOLD, Eighteenth Congress on Large Dams, Durban, South Africa.
- RYTTTERS, K. (1988). “The Mrica Spillways”, Proceedings of the Sixteenth Congress on Large Dams.

- BRAZILIAN COMMITTEE ON DAMS (2002). Large Brazilian Spillways – An Overview of Brazilian Experience in Designing and Building Spillways for Large Dams. Foz do Iguaçu, Brazil.
- ELGES H. F. W. K. AND J. S. KNOESEN J. S. (1999). “Erosion Damage Model of a Cohesive Fill Embankment Subject to Crest Flooding” IECA, Manila, Phillipines.
- FOULADI NASHTA C. AND A. A. JALALZADEH (2000). SefidRud Concrete Dam after Earthquake 1990. ICOLD Congress, Beijing.
- FOULADI NASHTA C., A. A. JALALZADEH, A. MAHINRAD AND K. BAYATMAKOO. Spillway damage and the construction of a new flip bucket at Karun I, 1994 ICOLD Congress, Q 71, Vol. V, Durban, South Africa,
- HANSON G. J., D. M. TEMPLE AND K. R. COOK (1999). “Dam Overtopping Resistance and Breach Processes Research”. Proceedings of the 1999 Annual Conference of Association of State Dam Safety Officials. St Louis, Mo., USA.
- ICOLD – CIGB (1987). Spillways for dams, Bulletin 58.
- KJELLESVIG, H. M. (2002). Dam Safety – The Passage of Floods that Exceed the Design Flood, Dissertation submitted to the Faculty of Engineering Science and Technology, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.
- LEWIN, J., G. BALLARD AND D. S. BOWLES (2003). “Spillway Gate Reliability in the Context of Overall Dam Failure Risk”, USSD 2003 Annual Lecture, Charleston, So Carolina, USA.
- MEILLAND, P. ET CAYLA O. (1988). “Les Méthodes de Calcul de la Crue de Projet et la Garantie de Fonctionnement des Evacuateurs” Comptes Rendus du Seizième Congrès de Grands Barrages, CIGB, San Francisco, Ca. USA.
- MANSO P. A. ET SCHLEISS A. (2002). “Stability of concrete macro-roughness linings for overflow protection of earth embankment dams”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Volume 29, pp. 762-776.
- MELONE, A. M. AND SELLARS C. D. (1988). “Re-evaluation of Design Floods Thirty Years after Dam Construction”, Proceedings of the Sixteenth Congress on large Dams, ICOLD, San Francisco. USA.
- PINTO, N. L. de S. (1992). “General Report. Dams and Extreme Floods – Design”, Proceedings of the International Symposium on Dams and Extreme Floods. Granada, Spain.
- QUÉBEC GOVERNMENT (2002). The Regulations on Dams Safety. ICOLD, San Francisco, Ca., USA.
- STEPHENSON DAVID (1979). Rockfill in Hydraulic Engineering – Developments in Geotechnical Engineering 27.
- TALBOT, J. R. (1994). “Earth Spillway Performance and Damage Assessment – A Ten Year Study” Report 29, Question 71, ICOLD, Eighteenth Congress on Large Dams, Durban, South Africa.
- RYTTERS, K. (1988). “The Mrica Spillways”, Proceedings of the Sixteenth Congress on Large Dams.

4. MOYENS À ENVISAGER POUR GÉRER DES CRUES SUPÉRIEURES À LA CRUE NOMINALE

4.1. DÉFINITIONS ET UTILISATION D'ÉVACUATEURS AUXILIAIRES ET DE SECOURS

Un évacuateur auxiliaire est construit pour offrir une capacité d'évacuation supplémentaire à celle apportée par un évacuateur de service et/ou des ouvrages de vidange. L'évacuateur auxiliaire peut être localisé sur une culée du barrage ou en un endroit quelconque du pourtour du réservoir, à condition que l'évacuation puisse être dirigée en sécurité dans un cours d'eau existant.

La capacité d'évacuation supplémentaire apportée par un évacuateur auxiliaire peut être nécessaire pour des réservoirs existants si les données hydrométéorologiques acquises depuis la construction ont résulté en une IDF révisée (Inflow Design Flood - Crue Nominale Entrante) plus grande que ce que l'espace de surcharge disponible et les structures existantes peuvent gérer en sécurité.

Dans le cas d'une nouvelle construction, un évacuateur auxiliaire peut s'ajouter aux structures classiques pour obtenir une variante économique favorable pour pouvoir réaliser les restitutions nécessaires.

Un évacuateur de secours, comme son nom l'indique, est placé pour une sécurité supplémentaire, si des circonstances critiques qui n'ont pas été envisagées par hypothèses de conception normales survenaient. Ces situations pourraient être le résultat d'un arrêt forcé des ouvrages de vidange, d'un dysfonctionnement des vannes de l'évacuateur ou par nécessité de passer à côté de l'évacuateur normal en raison d'un dommage ou d'une panne d'une partie de cette structure. Une condition critique pourrait survenir lorsque des crues entrantes sont gérées principalement par le stockage de surcharge et qu'une crue récurrente se développe avant que le petit évacuateur de service ou les autres ouvrages n'aient évacué une crue antérieure. Les évacuateurs de secours agissent comme évacuateurs auxiliaires si une crue supérieure à la crue nominale entrante sélectionnée survient. Dans le fonctionnement normal du réservoir, les évacuateurs d'urgence ne fonctionnent jamais.

Les évacuateurs de secours sont principalement prévus pour éviter un débordement du barrage principal dans une condition critique.

4.1.1. Dignes fusibles érodables

Un évacuateur à digue fusible érodable est une section en remblai, basse, construite avec un canal relativement non érodable. La digue fusible est conçue pour être débordée pendant les événements de crue anormaux, ce qui a pour résultat une érosion de la section et permet un écoulement du réservoir via la brèche. Le remblai doit être stable dans les conditions normales de débit et n'être

4. PROJECT FACILITIES MEANS TO DEAL WITH FLOODS IN EXCESS OF DESIGN FLOOD

4.1. DEFINITION AND USE OF AUXILIARY AND EMERGENCY SPILLWAYS

An auxiliary spillway is constructed to provide discharge capacity in addition to what is provided by a service spillway and/or an outlet works. The auxiliary spillway may be located on an abutment of the dam or at some location on the reservoir rim, provided that the discharge can be directed safely into an existing watercourse.

The additional discharge capacity provided by an auxiliary spillway may be required for existing reservoirs because hydro-meteorological data acquired since construction has resulted in a revised IDF (inflow design flood) larger than what the available surcharge space and existing structures can control safely.

In the case of new construction, an auxiliary spillway may supplement conventional structures to provide a favorable economic alternative for making required reservoir releases.

An emergency spillway, as the name implies, is provided for additional safety should emergencies not contemplated by normal design assumption arise. Such situations could be the result of an enforced shutdown of the outlet works, a malfunctioning of spillway gated, or the necessity for bypassing the regular spillway because of damage or failure of some part of that structure. An emergency might arise where flood inflows are handled principally by surcharge storage and a recurring flood develops before the small service spillway or the other works evacuates a previous flood. Emergency spillways would act as auxiliary spillways if a flood greater than the selected inflow design flood occurred. Under normal reservoir operation, emergency spillways are never required to function.

Emergency spillways are provided primarily to avoid an overtopping of the main dam in emergency condition.

4.1.1. Erodible Fuse Plug

An erodible fuse plug spillway is a low embankment section constructed within a relatively non-erodible channel. The fuse plug is designed to be overtopped during abnormal flood events, resulting in erosion of the section and allowing reservoir outflow through the breach. The embankment should be stable under normal flow conditions and only overtopped when required to safeguard the dam structures.

débordé que lorsque cela est nécessaire pour préserver les structures du barrage. Les évacuateurs à digue fusible sont d'une utilisation relativement courante et fonctionnent normalement comme prévu pendant les crues.

Des caractéristiques typiques de conception comprennent une zone imperméable en amont et un épaulement érodable en aval, souvent en sable fin. Malgré le fait que les évacuateurs à digue fusible soient raisonnablement fiables, il existe encore des préoccupations en ce qui concerne la possibilité que la section qui se brise ne se creuse pas comme prévu.

Des caractéristiques de conception pour s'assurer contre une défaillance rapide et complète comprennent un noyau imperméable mince en pente, habituellement placé dans la partie amont du remblai, une couche de matériau non cohésif fin en aval et une protection minimale par enrochement du talus. Le but de cette protection est d'éviter que le matériau (habituellement du sable) puisse être érodé rapidement et que le noyau et la protection du talus en amont puissent s'effondrer rapidement lorsque le support en aval est érodé. Le canal en aval de la digue fusible présente usuellement une pente adéquate pour assurer que le niveau d'eau aval et le remblai ne compromettent pas ce taux d'érosion. La fondation de la digue fusible devrait résister à l'érosion de telle manière que le niveau minimal atteint pendant une crue puisse être prédit et qu'une reconstruction rapide de la section défaillante soit facilitée.

Les digues fusibles sont recommandées pour les sites où il existe déjà une capacité d'évacuateur de service significative qui peut être utilisée pour l'évacuation des crues.

Une analyse de risque peut être utilisée pour comparer le coût d'une digue fusible en combinaison avec une structure d'évacuateur classique. Elle doit tenir compte les effets d'une incapacité potentielle lors du débordement à creuser la section, c'est-à-dire le gel de la digue, qui empêche l'érosion, les racines dues à la végétation (herbe, arbres, etc.), la perte de stockage, un dommage environnemental et d'autres facteurs qui affectent la fiabilité et le coût à long terme de l'option de digue fusible. L'analyse montrera couramment que ces évacuateurs à digue fusible devraient être utilisés pour des barrages très petits ou comme évacuateurs auxiliaires ou de secours.

Toutefois, l'exploitation d'une digue fusible peut être compromise si la zone érodable gèle dans des conditions de température basse puisqu'il existe une humidité excessive dans la section défaillante, suite à quoi elle devient non érodable. L'humidité peut s'accumuler dans la section érodable en raison d'un matériau de drainage insuffisant dans cette section, un manque d'installations de drainage ou l'intrusion de matériau imperméable dans cette zone érodable.

Une autre difficulté liée aux évacuateurs à digue fusible réside dans la nature non contrôlée de l'évacuation. Lorsque la section s'effondre, un écoulement est créé suite à la brèche dans le barrage et peut augmenter les risques de crue en aval au-delà de ceux normalement prévus pour une ampleur de section donnée. Par conséquent, le potentiel de dommages de crue en aval doit être étudié et les conditions d'écoulement d'une brèche dans le barrage doivent être analysées.

Le creusement doit également être limité afin qu'il ne progresse pas dans une mesure telle que la structure principale du barrage soit en danger. Les sections à digue fusible sont souvent construites dans des échancrures topographiques éloignées du barrage principal.

Fuse plug spillways are in fairly common use and normally function as intended during floods.

Typical design features include an upstream impervious zone and an erodible downstream shell, often constructed of fine sand. Despite the fact that fuse plug spillways have been reasonably dependable, there are still concerns regarding the possibility that the failure section will not scour as intended.

Design features to ensure rapid and complete failure include a thin sloping impervious core usually placed in the upstream part of the embankment, a fine cohesionless downstream shell and a minimum of riprap slope protection. With the shell, the intention is that the material (usually sand) can be rapidly eroded and that the core and upstream slope protection can fail when the downstream support is lost. The channel downstream from the fuse plug is usually sloped adequately to ensure that the tailwater level and embankment does not impair the rate of erosion. The fuse plug foundation should resist to erosion so that the minimum level reached during a flood is predictable and rapid reconstruction of the failure section is facilitated.

Fuse plugs are recommended for sites where there is already some significant service spillway capacity that can be used for flood releases.

Risk analysis can be used to compare the cost of a fuse plug in combination with a conventional spillway structure. This should include the effects of the potential inability of the overflow to scour the section, i.e. freezing of the dyke (which inhibits erosion), roots made by vegetation (grass, trees, etc), loss of storage, environmental damage, and other factors that affect the reliability and long term cost of the fuse plug option. The analysis will usually show that fuse plug spillways should be used either for very small dams or as auxiliary or emergency spillways.

However, fuse plug operation can be jeopardized if the erodible zone freezes under low temperature conditions because there is excess moisture in the failure section, resulting in it becoming non-erodible. Moisture can accumulate in the erodible section due to insufficiently free draining material in that section, lack of provision for drainage, or intrusion of impervious material into the erodible zone.

Another difficulty with fuse plug spillways is the uncontrolled nature of the discharge. As the section fails, a dam-breach outflow is created, what can increase downstream flood hazards beyond those normally expected for a given flood magnitude. Therefore, the potential for downstream flood damages should be investigated and dam break outflow conditions analyzed.

Scour must also be limited so that it does not progress to the extent that the main dam structure is endangered. Fuse plug sections are thus often constructed in topographic saddles remote from the main dam.



Fig. 8
Plot fusible en béton, Barrage Terminus, Californie, USA

De plus, le coût pour la route, l'entretien et la surveillance doivent être pris en considération, car ils sont importants.

Lorsqu'on envisage l'utilisation d'un évacuateur à digue fusible, les critères généraux suivants devront être pris en considération :

1. Les remblais de digue fusible doivent être conçus conformément aux standards établis actuels.
2. Les conditions sur le site doivent être favorables à la localisation et l'exploitation de la digue fusible. Une échancrure naturelle le long du pourtour du réservoir pourrait minimiser l'excavation. Les conditions d'approche et de sortie du flux doivent être évaluées soigneusement. Une caractéristique topographique naturelle ou un canal excavé est nécessaire pour diriger le flux vers un cours d'eau existant. Cette voie d'eau doit être raisonnablement résistante à l'érosion afin d'assurer l'intégrité du barrage, du réservoir et des structures hydrauliques existantes. Un canal d'évacuation auxiliaire sur une culée du barrage devrait être extrêmement résistant à l'érosion.
3. Généralement, les digues fusibles devront être conçues pour ne fonctionner que pour des crues avec des intervalles de retour longs par rapport à la vie économique du projet. Spécifiquement, les digues fusibles ne devront pas être conçues pour se rompre à des crues présentant des intervalles de retour inférieurs à 100 ans.



Fig. 8
Concrete fuse plug, Terminus Dam, California, USA

In addition, cost for road, maintenance and surveillance have to be taken into consideration as important and more costly.

When considering the use of fuse plug spillway, the following general criteria should be noted:

1. Fuse plug embankments must be designed in accordance with current, established standards.
2. Site conditions should be favorable for fuse plug location and operation. A natural saddle along the reservoir rim could minimize excavation. Approach and exit flow conditions should be carefully evaluated. A natural topographic feature or excavated channel is required to direct the flow to an existing stream course. This waterway should be reasonably erosion resistant to ensure the integrity of the dam, reservoir, and the whole existing hydraulic structures. An auxiliary spillway channel on an abutment of the dam should be extremely erosion resistant.
3. In general, fuse plugs should be designed to operate only for floods with recurrence intervals that are long relative to the economic life of the project. Specifically, fuse plugs should not be designed to breach for floods with recurrence intervals less than 100 years.

4. Les digues fusibles devront être conçues de façon à ce que le taux d'augmentation de l'écoulement du réservoir lorsque la digue fusible se délave soit acceptable. Des murs d'amortissement avec des niveaux variables de sections de contrôle et/ou le guidage du canal de crête peuvent faciliter cette exigence.
5. Le niveau de la section de contrôle dans le canal contenant la digue fusible ne devrait pas être inférieur au niveau de la capacité opérationnelle du réservoir, sauf si une perte temporaire d'une certaine capacité est acceptable.
6. Un programme d'exploitation et d'entretien bien conçu est nécessaire pour assurer que la digue fusible fonctionne comme prévu. Le programme devrait être défini dans les procédures d'exploitation permanentes et devrait comprendre la prévention de trafic pédestre et motorisé et de la croissance de végétaux sur cette digue.
7. Une digue fusible doit être construite en matériaux de type terre et roche durables, qui n'auront peut-être pas besoin de fonctionner comme prévu pendant de nombreuses années après la construction.
8. Des équations des écoulements et du transport de sédiment appropriées doivent être développées et vérifiées afin de déterminer les efforts dus à l'écoulement et les érosions consécutives sur les remblais. Les équations devront tenir compte correctement des écoulements profonds, des écoulements en surface et d'un lit large et de la rugosité par rapport à la profondeur de l'écoulement. Pour les remblais protégés par des roches, les effets d'une rugosité à grande échelle, de la forme des éléments et de la distribution doivent être pris en considération. Les équations doivent tenir compte des effets de la partie en accélération rapide de l'écoulement de débordement.
9. Les équations du mouvement uniforme ne s'appliquent pas aux écoulements pentus de faible profondeur, rapidement variés. Il faut donc déterminer les coefficients de frottement pour les écoulements débordants à partir de mesures hydrauliques.

4.1.2. Évacuateurs à remblai / évacuateurs auxiliaires ou de secours

Un simple évacuateur à remblai dont le seuil est au dessous ou au-dessus du niveau opérationnel normal du réservoir et qui consiste en un canal dans ou autour d'une culée ou en un autre endroit le long du rivage du réservoir convient. Il devrait évacuer en un endroit sûr, là l'érosion subie ne mettra pas en danger le remblai ou d'autres structures et créera le moins de dommages possibles. Dans ce contexte, les critères sont les mêmes que ceux indiqués pour les évacuateurs de secours à digue fusible.

Le niveau du seuil est choisi sur base de la fréquence à laquelle l'évacuateur à remblai est sensé fonctionner. Afin que l'évacuateur de secours puisse fonctionner, le réservoir doit présenter une surcharge au-dessus de son niveau normal pendant le passage de crues. Lorsqu'il est utilisé en combinaison avec un évacuateur fonctionnant en continu, le niveau du seuil devra être fixé au niveau de réservoir maximum déterminé par la crue sélectionnée pour l'évacuateur.

4. Fuse plugs should be designed so that the rate of increase in reservoir outflow as the fuse plug washes out is acceptable. Splitter walls with variable elevations of control sections and/or pilot channel crest elevations can facilitate this requirement.
5. The elevation of the control section in the channel containing the fuse plug should not be lower than the top of active conservation capacity elevation, unless temporary loss of some active conservation capacity is acceptable.
6. A well-conceived operation and maintenance program is necessary to ensure that the fuse plug will operate as designed. The program should be defined in the Standing Operating Procedures and should include the prevention of pedestrian and motorized traffic and vegetative growth on the fuse plug.
7. A fuse plug must be constructed of durable earth and rock materials, which may not need to function as intended until many years after construction.
8. Suitable flow and sediment transport equations need to be developed and verified to determine flow forces and subsequent erosion on embankments. Equations should adequately account for steep flow, shallow flow, and large bed from roughness relative to flow depth. For rock-protected embankments, the effects of large-scale roughness, element shape, and distribution need to be included. The equations should include the effects of the rapidly accelerating part of overtopping flow.
9. Uniform flow equations do not apply to steep shallow rapidly accelerating flow. Thus, for overtopping flow, friction factors need to be determined from hydraulic measurements.

4.1.2. Earthcut spillways / auxiliary or emergency spillways

A simple earthcut spillway is silled at or above the normal reservoir, operating level and consists of a channel cut through or around an abutment or some other location along the reservoir shoreline that would be suitable. It should discharge at a safe location where the resulting erosion will not endanger the embankment or other structures and create the least amount of damage. In this regard, the criteria are the same as those stated for fuse plug emergency spillways.

The sill elevation is selected based on the frequency at which the earthcut spillway is intended to operate. In order for the emergency spillway to function, the reservoir must surcharge above its normal level during passage of floods. When used in a combination with a permanent operating spillway, the sill elevation would be set at the maximum reservoir level derived during routing of the selected flood for the operating spillway.

Pour minimiser l'érosion dans le canal, il est recommandé que l'écoulement sous-critique soit maintenu sur sa longueur, avec un contrôle en l'extrémité aval de la section. Toutefois, étant donné que les pertes de charge dépendent de la longueur du canal, l'efficacité de l'évacuation est affectée par ce concept. Cependant, pendant le fonctionnement l'érosion progressera du point de l'évacuation critique vers l'amont. Une longueur de canal suffisante doit être développée et maintenue pour la durée du projet pour empêcher que cette érosion ne provoque une brèche et détruise la section de contrôle.

Les largeurs minimales de l'évacuateur à remblai sont déterminées par les exigences du débit et la chute disponible dans les limitations de la revanche pour passer le débit. Souvent les largeurs des évacuateurs à remblai sont régies par le potentiel d'érosion des matériaux du lit, qui limitent les vitesses permises et les débits unitaires. Pour une crue donnée, l'érosion potentielle à prévoir est affectée par la durée de l'écoulement, ainsi que par l'état du matériau du lit, du recouvrement ou de la couverture en herbe et par l'existence de couches peu résistantes et de dépôts érodables.

En plus des facteurs ci-dessus, une évaluation de l'adéquation d'évacuateurs à remblai existants devrait comprendre l'examen de leurs performances par rapport à des paramètres de conception établis de telle manière que des avis puissent être donnés et que des extrapolations puissent être faites. Il faudra également prendre en considération les conséquences d'une défaillance prématurée (formation d'une brèche et perte de la section de contrôle) et la fiabilité des données sur lesquelles ces conceptions sont basées.

Une courbe hauteur-débit pour des évacuateurs auxiliaires ou de secours à remblai devrait être déterminée en calculant les profils de surface d'eau en écoulement sous-critique (courbes de remous à partir du point de hauteur critique) vers le réservoir, en ajoutant une perte de chute à l'entrée, pour obtenir le niveau de réservoir pour le débit correspondant. Ceci doit être réalisé pour une série de débits afin de développer les courbes de remous. Ce type d'évacuateur est normalement sujet à un dommage d'érosion opérationnel avec un affouillement qui progresse vers l'amont, en raccourcissant le canal. Un canal plus court entraîne une augmentation du débit pour le même niveau de réservoir, l'érosion potentielle pendant le fonctionnement n'étant pas prise en compte dans les calculs de la capacité de l'évacuateur. Toutefois, les possibilités d'un délavage complet ou d'une rupture, ainsi que leurs impacts respectifs sur le réservoir doivent être évalués.

Les canaux à remblai sont normalement utilisés comme installations auxiliaires/de secours en des sites où il existe une capacité d'évacuateur de service. Dans des sites de barrages moins importants, un canal à remblai peut être utilisé en combinaison avec un petit déversoir-chute de service. On n'utilise normalement pas de structure de dissipation d'énergie particulière pour les canaux d'évacuateurs de secours. On admet que l'énergie est dissipée via des pertes hydrauliques par l'écoulement de l'eau en cascade le long de la berge vers la rivière en bas.

L'enrochement des zones d'affouillement et le fait de s'assurer que le canal ne se recouvre pas de buissons ou d'arbres qui pourraient réduire la capacité de débit font partie des travaux d'entretien normaux d'un évacuateur à remblai.

Les références sur la conception d'évacuateurs à remblai/auxiliaires ou de secours sont importantes (Cf. ci-dessus), comme par exemple le Scour Technology de G. W. Annandale 2005.

To minimize erosion in the channel, it is recommended that sub critical flow be maintained throughout its length, with control at the downstream end of the cut. However, since head losses are dependent on channel length, discharge efficiency is affected by this concept. As well, erosion will progress upstream from the point of critical discharge during operation. Sufficient channel length must be developed and maintained for the life of the project to prevent this erosion from breaking through and destroying the control elevation.

Minimum widths of earthcut spillway are determined by discharge requirements together with the head available within the freeboard limitations to pass the flow. Often, earthcut spillway widths are governed by the erosion potential of bed materials, which limit allowable velocities and unit discharges. For any given flood, the potential erosion to be expected is affected by the duration of flow, as well as the condition of the bed material, lining or grass cover, and the existence of weak layers and erodible seams.

In addition to the above factors, an evaluation of the adequacy of existing earthcut spillways should include examining their performance against established design parameters so that judgments and extrapolations can be made to predict future performance. Consideration should also be given to the consequences of premature failure (breaching and loss of control elevation) and the reliability of the data upon which these judgments are made.

A rating curve for earthcut auxiliary or emergency spillways should be determined by calculating subcritical flow water surface profiles (drawdown curves from the point of critical depth) back to the reservoir, adding an entrance head loss, to obtain a reservoir elevation for the corresponding discharge. This is to be done for a range of discharges to develop the rating curve. This type of spillway is normally subject to operational erosion damage with scour progressing upstream, resulting in a shortened channel. The shorter channel yields an increase in discharge for the same reservoir elevation, but the potential erosion during operation is not taken into account in spillway capacity calculations. However, the potential for complete washout or break-through to the reservoir and the impacts of this occurrence should be assessed.

Earthcut channels are normally used as auxiliary/or emergency facilities at sites where there are service spillway capacity. At small dam sites, an earthcut channel can be used in combination with a small drop inlet service spillway. No special energy dissipation structure is normally used for emergency spillway channels. It is assumed that the energy is dissipated through hydraulic losses as flow cascades down the bank to the river channel below.

Riprapping scour areas and ensuring that the channel does not become overgrown with brush or trees that could reduce the discharge capacity normally carry out maintenance of an earthcut spillway.

The references about the design of earthcut spillways/auxiliary or emergency spillways are important (see below) as for instance the Scour Technology of G. W. Annandale 2005.

4.1.3. Les évacuateurs de secours avec des géomembranes

Étant donné que le coût d'un évacuateur revêtu en béton classique ou même d'un évacuateur à remblai compacté revêtu de roche peut être prohibitif pour certains réservoirs, une approche intéressante est de réaliser un évacuateur de secours revêtu d'une géomembrane. La géomembrane est recouverte de terre protectrice jusqu'à ce que l'évacuateur soit utilisé. Au début du fonctionnement de l'évacuateur de secours, la couverture en terre est emportée et la membrane permet l'écoulement, tout en protégeant les remblais contre une érosion. Le concept de base réside en ce qu'avec des barrages en matériaux meubles existants et nouveaux, il est possible de construire un évacuateur de faible coût sur ou adjacent aux remblais. La fonction de la membrane pendant l'opération réside dans la réalisation d'une barrière étanche à l'eau qui protège les remblais de l'érosion.

Les canyons étroits présentent des problèmes particuliers pour les évacuateurs de secours. S'il n'existe pas de vallée alternative, l'écoulement doit passer dans le barrage, sur le barrage ou guidé autour du barrage via la culée. Ces alternatives rencontreraient des problèmes d'ingénierie ou des coûts extrêmes si on se tournait vers une ingénierie classique. Pour un barrage en matériaux meubles, un évacuateur de secours revêtu d'une géomembrane sur les remblais peut offrir une alternative à un coût raisonnable par rapport à une conception classique. Comme dans le cas des évacuateurs construits dans une culée contiguë, la géomembrane permet l'écoulement de la crue et protège les remblais contre une érosion. Une couverture de terre de protection peut être utilisée pour éviter tout dommage mécanique lorsque l'évacuateur n'est pas utilisé et pour promouvoir la durabilité à long terme. Cette utilisation potentielle d'évacuateurs revêtus d'une géomembrane dans les vallées étroites est applicable lorsque l'évacuateur existant ne convient pas pour transporter des crues d'un débit important, peu fréquentes et lorsqu'on prévoit un évacuateur de secours en plus de l'évacuateur opérationnel.

On soulignera également que le débit spécifique de débordement est limité. Selon Timblin & *al.* (1982, 1984, 1985, et 1988), les vitesses maximales observées dans ces conditions sans cavitation sont de 6 à 8 m/s.

Certaines précautions doivent cependant être prises comme par exemple : dès que la couverture de sol a été emportée, la géomembrane commencera à vibrer, se soulever, se déchirer, etc.

4.2. VIDANGES DE FOND

Généralement, les vidanges de fond ne doivent pas être conçues pour une utilisation combinée d'évacuateur et de vidange. Toutefois, lorsque la fiabilité de la vidange de fond peut être assurée et que les exigences de capacité de vidange sont élevées, le concepteur peut prendre en considération l'utilisation d'une vidange pour assister l'évacuateur en vue de gérer une crue. L'opération combinée devra être évaluée en termes de bénéfices économiques, hydrologiques et hydrauliques. L'utilisation de vidanges de fond est particulièrement appropriée pour restituer des crues qui durent longtemps, telles que celles dues à la fonte des neiges. La décision d'utiliser des vidanges dans la gestion des crues est habituellement basée sur la fiabilité et sur des raisons économiques. Les vidanges de fond sont souvent utilisées pour chasser les sédiments au niveau des prises d'eau et/ou dégazer les courants de turbidité.

4.1.3. Emergency spillways using geomembranes

Because the cost of a conventional concrete lined spillway or even a rock-lined compacted-earth spillway would be prohibitive for some reservoirs, an attractive approach would be to provide a geomembrane-lined emergency spillway. The geomembrane would be covered with a protective soil cover until the spillway is needed for operation. At the beginning of emergency spillway operation, the soil cover would be washed away, and the membrane lining would carry the flow, protecting the embankment from erosion. The basic concept is that with both existing and new embankment dams, a low-cost spillway could be constructed on or adjacent to the embankment. The function of the membrane during operation is to provide a watertight barrier that protects the embankment from erosion.

Narrow canyons present special problems for emergency spillways. If there is not an alternative valley available for an emergency discharge, the flow must be through the dam, over the dam, or tunneled around the dam through the abutment. With conventional engineering, any of these alternatives could encounter difficult engineering problems or extreme costs. For an embankment dam, a geomembrane-lined emergency spillway over the embankment may offer a cost-effective alternative to a conventional design. As with such spillways constructed in the adjoining abutment, the geomembrane would contain the flow and protect the embankment from erosion. A protective soil cover would be used to avoid mechanical damage when not in use and promote long-term durability. This potential use of geomembrane-lined spillways in narrow valleys is applicable both where the existing spillway is inadequate to convey the infrequent large flood flows and where an emergency spillway is required to supplement the operational spillway.

It has also to be pointed out that the specific discharge of overtopping is limited. Following Timblin & *al.* (1982, 1984, 1985, and 1988), the maximum velocities observed in such conditions without cavitation were 6 to 8 m/s.

Some precaution have to be taken as for example: As soon as the soil cover has washed away the geomembrane will start to vibrate, be lifted up, torn etc.

4.2. LOW-LEVEL OUTLETS

Generally, low-level outlets should not be designed for combined spillway and outlet use. However, when low-level outlet reliability can be assured, and the outlet capacity requirements are large, the designer may consider using an outlet to assist a spillway in flood accommodation. Combined operation should be evaluated in terms of economic, hydrologic, and hydraulic benefits. The use of low-level outlets is especially appropriate for releasing long - duration leading flows of floods, as from snowmelt. The decision to use outlets in accommodating floods is usually based on reliability and economics. Low-level outlets are often used for sediment flushing near the intakes and/or turbidity current venting.

4.2.1. Caractéristiques principales

Les vidanges de fond sont souvent un supplément des restitutions des évacuateurs pour la gestion des crues et offrent une capacité d'évacuation pour le stockage de la crue. De plus, les vidanges de fond offrent une capacité d'évacuation de secours pour le stockage du réservoir afin de permettre les réparations nécessaires du barrage ou d'autres ouvrages du projet. L'hydrologie devient une considération importante lorsque les vidanges sont utilisées pour restituer des entrées de crue ou pour l'évacuation du réservoir.

La sécurité du barrage est une préoccupation principale chaque fois que des vidanges de fond sont construites dans ou au-dessous du barrage, en raison de l'affaiblissement potentiel de sa structure. Ceci est particulièrement vrai pour les barrages en matériaux meubles. Même des vidanges en tunnel dans les culées sont une menace potentielle pour la sécurité du barrage. Les vidanges de fond sont des structures coûteuses et doivent être conçues de manière classique pour éviter tout remplacement, agrandissement ou modification importante.



Fig. 9
Vidange de fond, Barrage d'Eupen, Belgique

Les vidanges doivent être conçues pour satisfaire, de manière sûre et efficace, toutes leurs exigences fonctionnelles. En raison de leur coût élevé, elles doivent être incluses dans les études économiques utilisées pour optimiser les conceptions des barrages. Les coûts d'exploitation, d'entretien, de modification et d'un éventuel remplacement doivent être compris dans ces études économiques.

Les performances du projet sont d'un niveau majeur. Elles comprennent le positionnement correct des prises d'eau, des vannes et des structures terminales, le dimensionnement des composants, le choix des composants appropriés, comprenant les contrôles de fonctionnement, la fourniture de moyens adéquats pour l'entretien et le remplacement de composants. L'inspection de tous les composants doit être possible.

4.2.1. Main features

Low-level outlets frequently supplement spillway releases in accommodating flood, and provide evacuation capability for the flood storage. In addition, low-level outlets provide emergency evacuation capability for reservoir storage to permit required repairs to the dam or other project features. Hydrology becomes an important consideration whenever outlets are to be used for releasing flood inflows, or reservoir evacuation.

Dam safety is of prime concern whenever low-level outlets are constructed through or under the dam, because of potential weakening of the dam structure. This is especially true for embankment dams. Even tunnel outlets through abutments are a potential threat to dam safety. Low-level outlets are costly structures, and so should be conservatively designed to avoid replacement, enlargement, or extensive modification.



Fig. 9
Low-level Outlet, Eupen Dam, Belgium

Outlets must be designed to safely and effectively satisfy all of their functional requirements. Because of their high cost, outlets should be included in economic studies used to optimize dam design concepts. The costs of operation, maintenance, modification, and possible replacement should be included in these economic studies.

Project requirements are a primary consideration. They will include the properly positioning of intakes, gating, and terminal structures, the sizing of components, the selection of appropriate components, including operating controls; providing adequate means for maintenance and replacement of components and providing for inspection of all components.

Les conditions du site comprennent la topographie, le climat, la géologie et la sismicité. Chacune de ces conditions influence le choix du type de vidange et de ses composants.

Le type de barrage (béton ou matériaux meubles) affecte grandement la conception et le coût de la vidange de fond. La longueur des voies d'eau ainsi que les exigences de dissipation d'énergie ont également des effets importants sur les coûts.

L'exploitation et l'entretien doivent être pris en considération de manière adéquate dans une conception sûre et économique, car une vidange est un aménagement critique pour le stockage dans le réservoir et l'utilisation de l'eau. Dans certains cas, l'interruption du fonctionnement doit être évitée ou minimisée. Il faut toujours prendre des dispositions pour permettre une inspection périodique de tous les composants, pour l'entretien des vannes et même pour leur remplacement lorsqu'une durée de vie opérationnelle longue n'est pas assurée par le type ou la qualité des vannes choisies.

La procédure pour le choix des types de vidanges de fond et des composants devrait être systématique de manière à éviter des changements inutiles dans les conceptions lorsque les exigences sont satisfaites. Le concepteur admettra qu'il faut tenir compte d'une grande variété de considérations. La non-prise en compte d'un facteur, tel que le climat, peut provoquer des changements dans le concept. De la glace dans le réservoir ou de l'eau gelée dans les conduits et les vannes peuvent l'influencer.

Dans le choix des types et des composants, le concepteur devrait démarrer par des concepts larges plutôt que par un choix composant par composant, ou par le choix d'un type pour une fonction, sans considérer d'autres fonctions. Une considération adéquate devra être prise en compte pour les relations entre les composants et leur compatibilité, les besoins de réparation et d'entretien et pour s'assurer que des composants mineurs n'influencent pas trop la conception de l'ensemble du système.

4.2.2. Considérations de conception hydraulique et structurelle

L'effort de conception pour les vidanges de fond peut être réduit par une considération simultanée des exigences hydrauliques et structurelles et des limitations de construction. Les conceptions qui sont adéquates d'un point de vue hydraulique peuvent ne pas être réalisables en ce qui concerne la construction et/ou les exigences structurelles, ni raisonnables en coût. Non seulement l'effort de conception peut en être affecté, mais des conceptions moins adéquates peuvent en résulter en raison de la difficulté de les changer dans les limites de temps.

Dans la conception des composants d'une vidange, certaines interactions doivent être mises en évidence. La conception des structures adjacentes est grandement influencée par les caractéristiques de débit, telles que la valeur du débit ainsi que la distribution et la valeur de la vitesse dans la section transversale.

Les vidanges de fond des barrages en béton sont typiquement localisées le long de l'axe central de l'évacuateur monolithique. Des localisations proches des joints de la structure sont à éviter. Les prises d'air pour les conduits peuvent être localisées

Site conditions involve topography, climate, geology, and seismicity. Each of these conditions influences the selection of outlet type and components.

The type of dam (concrete or embankment) greatly affects the design and the cost of a low-level outlet. The lengths of waterways and also the requirements for energy dissipation have important effects on costs.

Operation and maintenance must be given adequate consideration in a safe and economical design because an outlet is a critical facility between reservoir storage and water use. In some cases, interruption of operation must be avoided or minimized. Provisions should always be made to permit periodic inspection of all components, and for gate maintenance and even replacement when a long operating life is not ensured by the type or quality of gates selected.

The procedure for selecting low-level outlet types and components should be systematic to avoid needless changes in concepts as requirements are being satisfied. The designer should recognize that a great variety of considerations must be addressed. Overlooking one factor, such as climate, can cause changes in concept in which reservoir ice or freezing of the water in conduits and gates, may be involved.

In selecting types and components, the designer should start with broad concepts rather than proceeding component by component, or selecting a type for one function without consideration of other functions. Adequate consideration should be given to component interrelationships and compatibility, repair and maintenance needs, and ensuring that minor components do not unduly influence the design of the system as a whole.

4.2.2. Hydraulic and Structural Design Considerations

The design effort for low-level outlets can be reduced by simultaneous consideration of hydraulic and structural requirements and construction limitations. Designs that are adequate from a hydraulics standpoint may be neither feasible with respect to construction and/or structural requirements nor reasonable in cost. In not only the design effort affected, but also inferior designs may result because of the difficulty of changing designs within time limitations.

In designing the components of an outlet, some interrelationships should be recognized. The design of adjacent structures is greatly influenced by flow characteristics, such as flow configuration and distribution of quantity and velocity within the cross section of flow.

Low-level outlets for concrete dams are typically located along the centerline of a spillway monolith. Alignments close to monolith joints are avoided. Air vent intakes for the conduits can be located in crest piers. The air vents should never be

dans les piliers de crête. Elles ne devraient jamais être interconnectées. La répartition de la restitution via la vidange de fond entre deux conduits ou plus est préférable à la concentration de la restitution dans un seul conduit, afin de permettre l'inspection et l'entretien dans un conduit tandis que des restitutions continuent dans d'autres conduits. De plus, des conduits plus petits peuvent dans certains cas présenter un effet structurel moins négatif sur le barrage que les conduits plus importants et permettre un degré de régulation plus fin.

Des conduits à écoulement libre en aval des vannes pour les barrages en matériaux meubles devraient, si possible, présenter un alignement droit, verticalement et horizontalement. Il est recommandé que tout changement dans la direction horizontale soit réalisé dans un tronçon pressurisé du conduit.

La réalisation des objectifs d'alignement qui assureront une distribution appropriée des vitesses qui entrent dans le bassin d'amortissement peut conduire à un approfondissement de sa localisation. Si les caractéristiques de la fondation ne sont pas satisfaisantes, il y a lieu de prendre des mesures d'amélioration où le matériau inapproprié doit être enlevé et remplacé par du béton ou des matériaux meubles compactés.

Des conduits revêtus localisés sous les barrages en matériaux meubles doivent être conçus pour éviter une fuite excessive et une défaillance structurelle. Ces conduits doivent parfois être supportés par des fondations qui se déforment, peut-être de manière différentielle, sous les charges des matériaux meubles et du réservoir. Dans ces cas, le tassement le long des conduits doit être calculé ou du moins être estimé de manière classique et le conduit doit être conçu pour assurer une souplesse suffisante pour s'adapter au mouvement du profil.

4.2.3. Considérations particulières

- a. Il y a lieu d'attacher une attention particulière au potentiel de cavitation dans la conception des conduits et dans les spécifications de construction des ouvrages des vidanges de fond. Des dispositifs de protection bien reconnus sont spécifiés dans le U.S. Army Corps of Engineers Manual "Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works", par exemple, l'amélioration de la forme des passages d'eau pour minimiser la possibilité de cavitations, le profilage des entrées de conduit, l'augmentation du décalage et la diminution de la conicité en aval des rainures des vannes et l'utilisation des rayons de courbure plus grands.
- b. Augmenter la pression en augmentant le profil piézométrique dans les zones des perturbations ce qui peut être réalisé en aplatissant et en abaissant la courbe, en réduisant l'extrémité de sortie du conduit ou en augmentant la zone transversale telles que le passage des vannes pour diminuer la vitesse et augmenter la pression.
- c. Introduire de l'air dans les zones basse pression pour partiellement modérer les conditions de pression négative et pour réaliser des bulles d'air dans le courant, qui réduiront la formation de poches de cavitation et atténueront les effets de leur éclatement. Dans la conception des conduits de sortie de grande chute, il est souvent souhaitable de combiner deux ou trois des

interconnected. Dividing low-level outlet release requirements among two or more conduits is preferable to concentrating the release in one conduit, so that inspection and maintenance can be performed in one conduit while releases are continued in other conduits. In addition, the smaller conduits may, in some cases, have less adverse structural effect on the dam than larger conduits and provide a finer degree of regulation.

Free-flow conduits downstream of the gates for embankment dams should, if possible, have a straight alignment, vertically and horizontally. It is recommended that any change in horizontal direction be accomplished in a pressurized reach of the conduit.

Meeting alignment objectives that will ensure suitable flow distribution entering a stilling basin may result in a location on an inferior foundation. Where unsatisfactory foundation conditions exist, either improvement measures must be taken, or unsuitable material must be removed and replaced by backfill concrete or compacted embankment.

Cut-and-cover conduits located under embankment dams must be designed to prevent excessive leakage and structural failure. These conduits occasionally must be supported by foundations that deform, perhaps differentially, under embankment and reservoir loads. In such cases the amount of settlement along the conduits must be computed, or at least conservatively estimated, and the conduit must be designed to assure enough flexibility to accommodate it to the deflected profile.

4.2.3. Special Consideration

- a. Cavitations potential should be given special consideration in the design of waterways and in the construction specifications for low-level outlet works. Well-accepted safeguards include the following, which are specified in the U.S. Army Corps of Engineers Manual "Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works". For example, improvement of the shape of water passages to minimize the possibility of cavitations. Examples are the streamlining conduit entrances, increasing the amount of offset and decreasing the rate of taper downstream of gate slots, and using larger bend radii.
- b. Increasing the pressure by raising the hydraulic grade line at disturbance areas, which may be accomplished by flattening and downward curve, restricting the exit end of the conduit, or increasing the cross-sectional area in such localities as gate passages to decrease the velocity and increase the pressure.
- c. Introducing air at low-pressure areas to partly alleviate negative pressure conditions and to provide air bubbles in the flow that will reduce the formation of cavitations pockets and cushion the effects of their collapse. In the design of high-head outlet conduits, it is often desirable to combine any two or all three of the above preventive measures. It is especially desirable to

mesures préventives ci-dessus. Il est particulièrement utile de maintenir une contre-pression substantielle à proximité des entrées, des bouches d'alimentation, des rainures des vannes-batardeau et des rainures de vanne lorsque la vitesse est suffisamment élevée pour produire des cavitations. Pour les conduits longs, le gradient de pression produira normalement la contre-pression nécessaire; mais pour les conduits courts, des passages de vanne doivent souvent être élargis ou des étranglements de sortie adaptés pour produire cette contre-pression. Lorsque les conduits doivent fonctionner avec des ouvertures partielles des vannes, il y a lieu de veiller à réaliser des formes profilées aux endroits indiqués et en aval de celles-ci car une contre-pression n'aura pas lieu lorsque les conduits ne sont que partiellement remplis. Le sol et les parois d'un conduit juste à aval d'une vanne à grande chute sont particulièrement vulnérables lorsque lesdites vannes fonctionnent avec des petites ouvertures pendant un long laps de temps. Il est particulièrement important que pendant la construction, des petites saillies provenant d'un alignement incorrect des structures, des coulures de béton, des joints soudés des canalisations souterraines, ne soient pas permis.

- d. Dans les installations de vannes pour des grandes chutes, utilisant des capots protecteurs, ces derniers doivent invariablement être boulonnés aux cadres des capots ou des vannes, de manière telle que la charge d'eau sur le capot protecteur soit répartie dans le béton autour des cadres des capots et des vannes. Un transfert direct de la charge du capot protecteur au béton devrait être évité.

Il y a lieu de prêter une attention particulière aux dégagements autour des axes des vannes et à la forme du fond de la vanne. La géométrie devrait être telle qu'elle minimise non seulement la valeur maximale de la traction vers le bas, mais évite également une poussée sur la vanne, qui pourrait empêcher sa fermeture.

Les joints du dessus et latéraux devraient être efficaces pendant tout le trajet des vannes lors de la régulation.

- e. L'abrasion des surfaces d'écoulement est un problème majeur dans les conduits qui y transportent une quantité significative de sable et de gravier. Les dommages par abrasion sur les surfaces d'écoulement sont observés sur de nombreux bassins d'amortissement.

Les dommages par abrasion peuvent être minimisés excepté pour les écoulements à haute densité de sédiments en construisant des surfaces d'écoulement en bétons spéciaux et acier inoxydable. Toutefois, cette solution souvent nécessaire pour réparer des surfaces endommagées, est coûteuse et n'élimine pas la cause. Sauf pour les courants de dérivation, la plupart des vidanges de réservoir ne portent pas de quantités significatives de matériau abrasif dans leurs restitutions.

Le bassin d'amortissement à ressaut hydraulique présente les plus mauvaises observations des dommages subis par abrasion, pour ces différentes raisons : (1). Dans certaines conceptions, les tourbillons dans un plan vertical tendent à porter les matériaux abrasifs du canal de vidange vers le bassin (2). La restitution de vidange dans certains bassins d'amortissement n'est pas symétrique, en particulier lorsqu'il existe plusieurs vidanges utilisant un

maintain a substantial backpressure in the vicinity of entrances, roof openings, bulkhead slots, and gate slots whenever the velocity is sufficiently high to produce cavitations. For long conduits, the pressure gradient will ordinarily produce the required backpressure; but for short conduits, gate passages frequently must be enlarged or exit constrictions provided to produce the backpressure. When conduits are to be operated at part-gate openings, special care should be taken to provide streamlined shapes at the aforementioned locations and downstream there from because backpressure will not be provided when the conduits flow partly full. The floor and walls of a conduit just downstream from a high-head gate are particularly vulnerable when operated at small openings for an extended period of time. It is especially important that during construction, small protrusions resulting from incorrect monolith alignment, concrete spills, ungrounded welded joints, etc., not be permitted.

- d. In high head gate installations using bonnet covers, the bonnet covers should be invariably bolted down to bonnets or gate frames, so that the water load on the bonnet covers is distributed to the concrete surrounding the bonnets and gate frames. Direct transfer of load from bonnet covers to the top concrete lift should be avoided.

Adequate attention should be paid to the clearances around the gates in the gate shafts and the bottom shape of the gate. The geometry should be such that it not only minimizes maximum value of down pull, but also avoids uplift on the gate, which may prevent gate closure.

The top and side seals should be effective through out the travel of regulating gates.

- e. Abrasion of flow surfaces is a major problem in waterways that carry a significant amount of sand and gravel in the water flow. Abrasion damage of flow surfaces has occurred in many hydraulic-jump stilling basins.

Abrasion damage can be minimized by constructing flow surfaces of special concretes and stainless steel except for high density sediment carrying river. However, this solution, which is often needed to repair damaged surfaces, is expensive and does not eliminate the cause. Except for diversion flows, most reservoir outlets do not carry significant amounts of abrasive material in their releases.

The hydraulic-jump type stilling basin has the worst record of abrasion damage, for several reasons: (1). In some designs, there is a tendency of vertical plane eddies to carry abrasive materials from the outlets channel into the basin (2). The outlet release into some stilling basins is not symmetrical-especially where there are several outlets using one basin-so large horizontal eddies carry outlet channel material back into the stilling

même bassin, de sorte que des tourbillons horizontaux importants ramènent des sédiments du canal vers le bassin d'amortissement. (3). L'action du ressaut hydraulique met tous les matériaux abrasifs en forte circulation d'une manière qui est, dans le bassin, similaire à un broyeur à billes. (4). La plupart des bassins d'amortissement à ressaut hydraulique ne sont pas conçus pour être autonettoyants.

Certaines des mesures de correction sont opérationnelles par leur nature. Par exemple, les vidanges doivent être conçues pour produire un écoulement symétrique dans le bassin d'amortissement et, dans la mesure où cela est réalisable, des débits qui produisent des tourbillons en retour dans le bassin peuvent être évités.

- f. L'affouillement dans les canaux de vidange de fond en aval des dissipateurs d'énergie peut être évité en réalisant un recouvrement en béton ou en concevant des dissipateurs d'énergie de manière plus classique, en réduisant ainsi la teneur énergétique du courant en aval. Le coût supplémentaire de ces mesures peut ne pas égaler les bénéfices qui en découlent. Chaque site devrait être évalué par rapport à la rentabilité économique de ces mesures. Une vue d'ensemble du challenge du concepteur de barrages traitant d'érosion et l'état des connaissances peut être trouvée dans Schleiss (2002).

Un déflecteur guide-eau peut être utilisé pour écarter le courant des structures. Il permet d'éviter les dommages induits par des courants de vitesse élevée. Des courants en retour et des tourbillons de la zone d'impact peuvent produire un affouillement dommageable au niveau des structures en aval jusqu'à ce qu'une fosse stable soit créée par les forces dynamiques du jet agissant sur le matériau du lit de la rivière. Même avec la création d'un bassin d'amortissement relativement stable, des courants en retour et des tourbillons dommageables peuvent encore exister. A un coût plus important, on peut concevoir un bassin d'amortissement qui peut fournir une dissipation d'énergie adéquate pour réduire les courants en retour et les tourbillons à un niveau acceptable. Des auges de dissipation peuvent dans certains cas être suffisamment efficaces pour étaler le jet sur une grande zone d'impact afin d'éliminer les courants en retour et les tourbillons dommageables.

Lorsque les fréquences existantes d'un système hydraulique s'approchent des fréquences naturelles des éléments structurels, tels que les blocs d'amortissement, les parois de séparation, les parois des bassins d'amortissement, les vannes, les soupapes etc., il existe un potentiel de vibrations destructrices. Si les vibrations persistent, une défaillance de fatigue des éléments structurels peut survenir. Dans la plupart des cas, les fréquences hydrauliques sont élevées, et les fréquences naturelles des différents éléments sont basses. Toutefois, des cas de résonance sont survenus, avec une défaillance de fatigue (la résonance existe lorsque la fréquence d'excitation et la fréquence naturelle de la structure sont exactement identiques).

4.2.4. Autres problèmes associés aux vidanges de fond

D'autres problèmes associés à la chute élevée et aux courants à vitesse élevée devraient être portés à l'attention du concepteur. L'importance de l'aération en aval des vannes de la vidange de fond si elles sont suivies d'une galerie de fuite devrait être mentionnée. La formation de tourbillons et de courants en retour dans les

basin. (3) The action of the hydraulic jump violently circulates any abrasive material that is in the basin in a manner similar to a ball mill. (4) Most hydraulic-jump stilling basins are not designed to be self-cleaning.

Some of the corrective measures are operational in nature. For example, outlets are to be operated to produce symmetrical flow into the stilling basin, and, to the extent that it is practical, discharges that produce back eddies into the basin are to be avoided.

- f. Scour in low-level outlet channels downstream from energy dissipators can be prevented by providing a concrete lining or by designing energy dissipators more conservatively, thereby reducing the energy content of the downstream flow. The extra cost of these measures may not equal the benefits derived. Each site should be evaluated with respect to the cost-effectiveness of such measures. An overview of the challenge of dam designer dealing with rock scour and the state-of-the-art can be found in Schleiss (2002).

Scour may be a particular problem where a flip bucket is used to project the flow away from structures, including the flip bucket structure, to prevent them to be damaged by high-velocity flow. Back-flow currents and eddies from the impact area can produce damaging scour at downstream structures until a stable hole is created by the dynamic forces of the jet acting on the riverbed material. Even with the creation of a relatively stable plunge pool, damaging back currents and eddies may still exist. At added cost, a plunge pool can be designed that will provide adequate energy dissipation to reduce back currents and eddies to an acceptable level. Dispersion buckets, in some cases, may be effective enough in spreading the jet over a large impact area to eliminate damaging back currents and eddies.

Where the existing frequencies of a hydraulic system approach the natural frequencies of structural elements, such as splitter piers, divider walls, stilling basin walls, gates, valves, and so on, a potential for destructive vibrations exists. If the vibrations persist, fatigue failure of the structural elements may occur. In most cases, the hydraulic frequencies are high while the natural frequencies of the various elements are low. However, there have been cases in which resonance occurred, with resultant fatigue failure (Resonance exists where the exciting frequency and the natural frequency of the structure are exactly equal).

4.2.4. Other Problems Associated with low-level outlets

Other problems associated with high head and high-velocity flow should have the attention of the designer. The importance of aeration downstream of low-level outlet gates if followed by a tailrace tunnel should be mentioned. Eddy formation and back currents in downstream channels may create scour problems at structures,

canaux en aval peut créer des problèmes d'affouillement au niveau des structures et déposer des matériaux abrasifs dans les dissipateurs d'énergie. Une étude sur modèle réduit des conditions d'écoulement en aval est alors conseillée en cas d'écoulements potentiellement dommageables. Des mesures de protection appropriées peuvent alors être prises.

Des charges hydrodynamiques sur les ouvrages annexes des vannes et du bassin d'amortissement doivent être prises en considération dans la conception de ces dispositifs. L'ampleur des différentes charges sur les blocs et d'autres ouvrages annexes peut être estimée par des calculs basés sur la théorie ou par des tests physiques de modélisation.

Des sous-pressions sur les dalles de fondation et d'autres structures demandent une attention particulière dans la conception des bassins d'amortissement. Une turbulence extrêmement élevée se développe dans le ressaut hydraulique, en créant des fluctuations élevées de pression sur tous les éléments structurels. Les drains et les joints non scellés sont soumis à des sous-pressions, mais répondent à un besoin lors de variations importantes des niveaux d'eau (élevés et bas) dans le bassin. Des pressions fluctuant rapidement sur la dalle de fondation, combinées à des sous-pressions anormalement élevées ou basses peuvent produire des vibrations et des instabilités.

Les dalles de fondation et d'autres éléments structurels soumis à des charges hydrauliques fluctuant rapidement, devraient avoir un poids important et un ancrage suffisant dans le sol pour résister aux combinaisons les plus élevées des charges vers le haut et vers le bas qui peuvent être raisonnablement présumées. Dans un mode vibratoire, les dalles de fondation peuvent également être soumises à des forces dynamiques dues à des vitesses élevées, avec la possibilité d'être secouées dans le courant ou le ressaut hydraulique.

La formation de vortex au niveau des structures à l'entrée, généralement associés à des débits élevés et des entrées peu profondes, peut réduire l'efficacité de l'entrée et créer un risque d'insécurité pour le public. Des dispositifs antivortex ont été développés et installés au niveau de certaines entrées peu profondes. L'intensité de l'écoulement en circulation au niveau d'une entrée est fonction de la submersion de l'entrée, de la géométrie de la limite de l'écoulement et du débit. Dans certains cas, les dispositifs antivortex peuvent être développés sur site selon les conditions de fonctionnement.

4.3. DIFFÉRENTES SOLUTIONS DE FAIBLE COÛT POUR AMÉLIORER LA CAPACITÉ DES ÉVACUATEURS POUR LES ÉVACUATEURS LIBRES

4.3.1. Surélévation du niveau de la crête

Ceci n'est pas conseillé pour les barrages en maçonnerie ou les barrages en remblai, où la crête est très perméable, mais il peut s'agir d'une solution efficace au point de vue coût pour un grand nombre de barrages en matériaux meubles de longueur modérée. Une solution de faible coût, qui a été utilisée pour un grand nombre de barrages partout dans le monde est un mur en béton, en maçonnerie ou

and may deposit abrasive materials in energy dissipators. Model testing of downstream flow conditions is advised if adverse patterns are flow expected. Appropriate protective measures then can be adopted.

Hydrodynamic loadings on gates and stilling-basin appurtenances should be considered in the design of these features. The magnitude of differential loads on floor blocks and other appurtenances by computations based on theory or by model testing.

Uplift forces on floor slabs and other structures should be of special concern in the design of stilling basins. Extremely high turbulences are developed in a hydraulic jump, creating high fluctuations of pressure on all structural members. Floor drains and unsealed joints relive uplift pressures but also respond to the magnitude of the water levels (high and low) within the basin. Rapidly fluctuating downward pressures on a floor slab, combined with abnormally high or low uplift pressures, can produce vibrations and instability.

Floor slabs and other structural members subjected to rapidly fluctuating hydraulic loads should have enough weight and foundation anchorage to withstand the most severe combinations of uplift and downward loads that can be reasonably assumed. In a vibrating mode, floor slabs may also be subjected to the dynamic forces of the high velocity water flow, with the possibility of entire floor slabs being tossed about in the flow or the hydraulic jump.

The formation of vortices at intake structures, usually associated with high discharges and shallow intakes, can reduce intake efficiency and create a safety hazard to the public. Antivortex devices have been developed and installed at some shallow intakes. The intensity of circulatory flow at an intake is a function of intake submergence, the flow boundary geometry, and the discharge. In some cases, antivortex devices can be developed on site under operating conditions.

4.3. VARIOUS LOW COST SOLUTIONS TO IMPROVE SPILLWAYS CAPACITY FOR FREE FLOW SPILLWAY

4.3.1. Raising crest level

This is not advisable for masonry dams or for fill dams where the crest is very pervious but may be a very cost effective solution for many earthfill dams of moderate length. A low cost solution, which has been used for many dams worldwide, is a wall in concrete, masonry or gabions 1 to 1.5 m high. For a dam length equal to 5 or 10 times the spillway length, the wall volume shall be in the

en gabions d'une hauteur de 1 à 1,5 m. Pour un barrage représentant 5 ou 10 fois la longueur de l'évacuateur, le volume de la paroi devrait se situer dans la plage d'un ou deux m³ (c'est-à-dire moins de 100 U.S.\$) pour augmenter la capacité de l'évacuateur de 1 m³/s.

Cette solution peut être associée à d'autres solutions décrites ci-dessous, lorsque la capacité de l'évacuateur doit être augmentée de manière considérable.

À titre d'exemple, deux barrages ont été surélevés au cours des 4 dernières années en Iran.

4.3.2. Abaissement du niveau du seuil d'un évacuateur et placement d'éléments fusibles

L'augmentation de la profondeur de la lame d'eau de 30 à 60 % augmente le débit de 50 à 100 % et divise la probabilité de défaillance par 10 à 100. Pour un évacuateur typique avec une profondeur de lame d'eau de 2 m pour la crue nominale et une revanche de 1,5 m, l'approfondissement du seuil de l'évacuateur de 1 ou 2 m améliorerait grandement la sécurité. Pour éviter de perdre du stockage, il est possible de placer des éléments fusibles sur le seuil approfondi : un certain nombre d'éléments indépendants sont placés les uns à côté des autres le long de l'évacuateur. De petites différences dans les caractéristiques provoquent un renversement ou un pliage pour un niveau en amont différent : le courant aval augmente dès lors progressivement et est maintenu plus faible que le courant amont.

Un grand nombre d'éléments amovibles ou fusibles ont été utilisés par le passé, le plus souvent pour augmenter les niveaux opérationnels. Quelques éléments critiques pour une amélioration de la sécurité sont commentés ci-dessous.

4.3.3. Sacs de sable

Il s'agit de la solution la plus utilisée dans le monde pour augmenter, officiellement ou non, le stockage des petits réservoirs. L'inconvénient principal réside dans le fait que si les sacs de sable ne sont pas enlevés avant les crues, ils peuvent résister pendant la crue et provoquer une défaillance du barrage. Toutefois, si les sacs de sable ne sont utilisés que pour remplacer la partie approfondie du seuil et enlevés avant la saison des crues, il s'agit d'une solution extrêmement intéressante pour améliorer la sécurité d'un grand nombre de petits évacuateurs de débits inférieurs à 100 m³/s où l'approfondissement de seuil nécessaire est inférieur à 1 m.

Il faut également indiquer que les sacs de sable pourraient être totalement instables et le stockage de conservation facilement perdu.

4.3.4. Hausses de déversoir ou plaques fusibles

Depuis une centaine d'années, des centaines ou des milliers d'évacuateurs ont utilisé des hausses de déversoir qui sont souvent des plaques en bois, supportées par des membrures verticales en acier (le plus souvent des tuyaux) enrobés dans le béton du seuil. Leur hauteur est usuellement d'environ 1 m. Ils sont démantelés à la main avant l'arrivée de la crue ou de la saison des crues ou sont submergés par des petites crues et se brisent pour un niveau en amont donné, c'est-à-dire pour une certaine

range of one or two m³ (i.e. less than 100 U.S.\$) for increasing the spillway capacity by 1 m³/s.

This solution may be associated with other solutions hereunder when the spillway capacity has to be increased considerably.

As an example two dams within last 4-years were raised in Iran.

4.3.2. Lowering spillway sill level and placing fuse elements

Increasing the nappe depth by 30 to 60% increases the flow by 50 to 100% and divides the probability of failure by 10 to 100. For a typical spillway with a 2 m nappe depth for design flood and 1.5 m freeboard, deepening the spillway sill by 1 or 2 m shall be a great safety improvement. To avoid losing storage, it is possible to place fuse elements upon the deepened sill: a number of independent elements are placed side by side along the spillway. Small differences in their characteristics cause tilting or bending for a different upstream level: the downstream flow thus increases progressively and is kept lower than the upstream flow.

Many removable or fuse elements have been used in the past, most often to increase operating levels. Some typical ones are commented hereunder for improvement of safety capacity.

4.3.3. Sand bags

It has been the most worldwide used solution for increasing, officially or not, the storage of small reservoirs. The main drawback is that if sand bags are not removed before floods, they may well stand during the flood; and cause the failure of the dam. However, if the sand bags are used only to replace the deepened part of the sill and taken out before the flood season, they are an extremely cheap solution to improve safety of many small spillways under 100 m³/s where necessary sill deepening is less than 1 m.

It has to be added that sand bags could be totally unstable and the conservation storage could be quite easily lost.

4.3.4. Flashboards or fuseplates

Since one hundred years, hundreds or thousands of spillways, have used flashboards, which are often wooden boards, supported by vertical steel members (most often pipes) embedded in the sill concrete. Their height is usually about 1 m. They are dismantled by hand before the flood or the flood season or are overtopped by small floods and bend for a given upstream level, i.e. for a certain flood value. Some small dams were overtopped because steel pipes were unofficially reinforced

valeur de crue. Certains petits barrages ont été submergés car les tuyaux en acier avaient été renforcés, de manière non officielle, par des opérateurs et n'ont pas plié comme prévu (ceci indique l'importance de la formation des opérateurs). Toutefois, le taux de défaillance de barrages équipés de hausses de déversoir n'est pas plus élevé que le taux de défaillance de barrages à vannes en raison des encombrements des vannes ; l'utilisation soignée de ces dispositifs pour augmenter la sécurité et non pas le stockage peut être, sans aucun doute, une amélioration de la sécurité.

La conception, la construction et le contrôle sont très simples. Les hausses qui ont été endommagées par des crues exceptionnelles peuvent également être remplacées facilement par des pièces de rechange.

4.3.5. Batardeaux

Bien que les batardeaux puissent être manœuvrés manuellement la plus grande partie du temps, il existe toujours un certain nombre de cas où ils sont endommagés lorsque le niveau de l'eau est trop élevé. Ils peuvent fonctionner sans souci mais pourraient se dérober dans un certain nombre d'occasions, lorsque les supports ont été remplacés. Avec les changements de résistance des aciers au cours des dernières années, les proportions doivent être recalculées pour s'assurer qu'ils continuent à fonctionner de manière satisfaisante.

4.3.6. Dignes fusibles en béton

Un bloc en béton simplement posé sur un seuil résiste à une charge d'eau jusqu'à un certain niveau en amont, qui peut être estimé (et facilement vérifié par de simples tests de modélisation hydraulique) tant que la sous-pression sous la base du bloc peut être déterminée. Cette sous-pression varie avec la position de l'étanchéité : un drainage en aval complet peut être facilement garanti.



Fig. 10

Déversoir fusible en plots en béton, Barrage Ruti, Zimbabwe (image site internet de la firme Hydroplus)

by the operators and did not bend as foreseen (this indicates the importance of training of operators) However the rate of failures of dams with flashboards is not higher than the rate of failure of gated dams due to gates jamming; using carefully such devices to increase safety and not storage may be undoubtedly a safety improvement.

Design, construction and control are very simple. It is also easy to quickly replace by spare elements some elements, which have been bent by exceptional floods.

4.3.5. Stoplogs

Although stoplogs could be operated manually most of the time, it still had a number of cases that bend when the water level gets too high. These could work very successfully but could fail on a number of occasions when the supports were replaced. With the changes in steel strengths in recent years, the proportions have to be recalculated to make sure that they continue to operate satisfactorily.

4.3.6. Concrete fuseplugs

A concrete block simply laid on a sill withstands a water load of up to a certain upstream level, which may be estimated (and easily checked by simple hydraulic model tests) as far as the uplift under the basis of the block can be determined. This uplift varies with the position of waterproofing: full downstream drainage may be easily guaranteed.



Fig. 10

Fuse plug concrete Spillway, Ruti Dam, Zimbabwe (picture from the website of the firm Hydroplus)

Des blocs en béton ordinaire peuvent être utilisés pour les digues fusibles basses et des structures en béton (ou acier) renforcé pour les plus élevées. Cette solution peut alors être utilisée pour les petits évacuateurs ainsi que pour les très grands, supérieurs à 1 000 m³/s.

4.3.7. Vannes fusibles

Les plaques et vannes fusibles sont très simples mais le niveau d'eau en amont correspondant au pliage ou au renversement n'est pas très précis. Par conséquent, il existe un risque d'atteindre, dans le cas de crues exceptionnelles, un niveau dans le réservoir qui est légèrement plus élevé que le niveau d'eau maximum théorique et réduisant la revanche dans une certaine mesure.

On obtient une meilleure précision en modifiant la digue fusible pour créer une sous-pression sous l'élément pour un niveau en amont précis. Ceci peut être obtenu par des puits placés sur chaque élément ou par des tuyaux connectés au réservoir avec des petits robinets qui sont ouverts sur demande. Dans ce dernier cas, un renversement peut être obtenu pour un niveau en amont prédéterminé ou au moment le plus indiqué.

La structure principale est la même que pour une digue fusible, mais les puits, les tuyaux ainsi que les études plus complexes augmentent substantiellement le coût total. Cette solution peut également être utilisée avec une forme de labyrinthe plus complexe, qui double le débit de submersion avant le renversement.

Pour les vannes fusibles, comme pour les digues fusibles ou les plaques fusibles, il est conseillé, facile et non coûteux, de réaliser une ventilation sous la lame d'eau de débordement.

4.3.8. Approfondissement du seuil de l'évacuateur et mise en place de parois en labyrinthe

Les dispositifs à labyrinthe ont été utilisés pour plus de 100 barrages partout dans le monde, habituellement pour des évacuateurs entre 100 et 1 000 m³/s. Les parois de labyrinthe peuvent être conçues pour être placées sur un barrage-poids déversoir (par exemple P.K. Weirs).

L'écoulement maximum spécifique est augmenté de 60 % pour les parois à labyrinthe aussi hautes que la profondeur maximale de la lame d'eau, de 100 % si leur hauteur est doublée.

Pour augmenter la capacité de l'évacuateur de 1 m³/s, il faut 1,2 à 1,5 m² de paroi, c'est-à-dire environ 0,3 m³ de béton renforcé. Le coût total est environ le double de la solution à plaque ou digue fusible, mais le fonctionnement est aussi simple que pour un simple évacuateur libre.

Toutefois, le remplacement de l'évacuateur classique par un seuil à labyrinthe augmente la raideur de l'écoulement en aval; lorsque le réservoir n'est pas plein au début de la crue, l'écoulement est déjà relevé au début du déversement et un pic d'écoulement aval peut être atteint en un court laps de temps, parfois en moins d'une heure, lorsque la zone du réservoir représente moins de 1 % de la zone de captage. Un système d'alerte est alors conseillé.

Ordinary concrete blocks may be used for low fuseplugs and reinforced concrete (or steel) structures for the higher ones. This solution may then be used as well for small spillways as for very large ones over 1000 m³/s.

4.3.7. Fuse gates

Fuseplates and fuseplugs are very simple but the upstream water level corresponding to bending or tilting is not very precise. Consequently, there is a risk of reaching, in the case of exceptional floods, a reservoir level, which is somewhat higher than the theoretical maximum water level, and then reducing the freeboard to some extent.

Better precision is obtained by modifying the fuse plug to create uplift under the element for a precise upstream level. This may be obtained by a well placed on each element or by pipes connected to the reservoir with small valves, which are opened when required. In this last case, tilting may be obtained for either a predetermined upstream level or at the most advisable time.

The main structure is the same as for fuse plug, but wells and pipes, and studies that are more complex increase the total cost substantially. This solution can also be used with a more complex labyrinth shape, which doubles the overtopping flow before tilting.

For fuse gates as for fuseplugs or fuseplates, it is advisable but easy and inexpensive to provide ventilation under the overtopping nappe.

4.3.8. Deepening spillway sill and placing labyrinth walls

Labyrinth devices have been used for over 100 dams worldwide, usually for spillways between 100 and 1000 m³/s. Labyrinth walls may be designed to be placed over an existing classical gravity spillway (for instance P.K. Weirs).

The maximum specific flow is increased by 60% for labyrinth walls as high as the maximum nappe depth, by 100% if their height is doubled.

To increase the spillway capacity by 1 m³/s requires 1.2 to 1.5 m² of wall, i.e. about 0.3 m³ of reinforced concrete. Total cost is about double of a fuseplate or fuse plug solution but the operation is as simple as for a simple free flow spillway.

However, replacing classical spillway by a labyrinth weir increases the steepness of downstream floods; when the reservoir is not full at the beginning of the flood, flow is already high at beginning of spilling and peak of downstream flow may be reached in short time, sometimes in less than one hour when the reservoir area is less than 1% of the catchment area. Warning system is then advisable.

Pour toutes les solutions ci-dessus, il est nécessaire de vérifier que les parties en amont et en aval de l'évacuateur peuvent accepter un écoulement plus important : certains dommages dans le cas de crues exceptionnelles sont acceptables mais une amélioration telle que l'élévation des parois peut être nécessaire pour éviter les ruptures. Il faut également veiller en particulier au fait que la section de contrôle de l'écoulement plus important peut se déplacer en amont ou en aval de la crête de l'évacuateur à labyrinthe, ce qui modifie les paramètres principaux.



Fig. 11

PK Weirs. Laboratoire d'Hydraulique des Constructions Université de Liège, Belgique

4.4. RÉFÉRENCES

- ANANDALE, G. W. (2005). *Scour Technology* McGraw-Hill Professional ; 1st edition.
- ANANDALE, G. W. (1995). "Erodibility", *IAHR Journal of Hydraulic Research*, Vol. 33, No 4.
- BUREAU OF RECLAMATION (1984). *Appraisal Design Summary Evaluation of Alternative, Safety of Dams Modification, Twin Buttes Dam, San Angelo Project, Texas, Denver, Co.*
- CASSARD, A., F. KERN, AND G. MATHIEU (1979). "Use of Reinforcement Techniques in Earth Dams", *Proceedings of International Conference of Soil Reinforcement*, pp. 229-233, Vol. 1, Paris.
- DODGE, R. A. (1988). "Overtopping Flow on Low Embankment Dams", Summary Report of Model tests, USBR NO.REC-ERC-88-3.
- ENGEL'S, E. T. AND A. SHEEMIAN-CHASE (1985). "Design and Operation of a Fuse Plug Spillway in Switzerland", *Water Power and Dam Construction*.
- GRAY E. W. (1984). "Fuse Plug Embankments in Auxiliary Spillways, Developing Design Guidelines Parameter", *Fourth Annual USCOLD Lecture*, US Bureau of Reclamation (USBR).
- KLUMPP, C. C. (1988). "Hydraulic Model study of Twin Buttes Dam Fuse plug spillway". USBR.NO.REC-ERC-88.

For all solutions, here above it is necessary to check that the upstream and downstream part of the spillway may accept increased flow: some damages in case of exceptional floods are acceptable but an improvement such as walls rising may be necessary to avoid failures. Special care as also to be taken as in this case the control section of the increased flow can move upstream or downstream of the labyrinth spillway crest, modifying the governing parameters



Fig. 11

PK Weirs. Laboratory of Hydraulic Constructions University of Liège - Belgium

4.4. REFERENCES

- ANANDALE, G. W. (2005). *Scour Technology McGraw-Hill Professional*; 1st edition.
- ANANDALE, G. W. (1995). "Erodibility", *IAHR Journal of Hydraulic Research*, Vol. 33, No 4.
- BUREAU OF RECLAMATION (1984). *Appraisal Design Summary Evaluation of Alternative, Safety of Dams Modification, Twin Buttes Dam, San Angelo Project, Texas, Denver, Co.*
- CASSARD, A., F. KERN, AND G. MATHIEU (1979). "Use of Reinforcement Techniques in Earth Dams", *Proceedings of International Conference of Soil Reinforcement*, pp. 229-233, Vol. 1, Paris.
- DODGE, R. A. (1988). "Overtopping Flow on Low Embankment Dams", Summary Report of Model tests, USBR NO.REC-ERC-88-3.
- ENGEL'S, E. T. AND A. SHEEMIAN-CHASE (1985). "Design and Operation of a Fuse Plug Spillway in Switzerland", *Water Power and Dam Construction*.
- GRAY E. W. (1984). "Fuse Plug Embankments in Auxiliary Spillways, Developing Design Guidelines Parameter", *Fourth Annual USCOLD Lecture*, US Bureau of Reclamation (USBR).
- KLUMPP, C. C. (1988). "Hydraulic Model study of Twin Buttes Dam Fuse plug spillway", USBR.NO.REC-ERC-88.

- KOZOREOZVA, M. (1977). "Evaluation of Energy Dissipation on Sprawling Membrane Spillways", *Novachersassk Institute of Reclamation Engineering*, U.S.S.R.
- LARSON, JOHN R. (1987). "Geosynthetics Used to Increase Dam's Spillway Capacity", *Geotechnical Fabrics Report*.
- LINDNER, D. H. (1983). "Application and Design Practice of Gabion Drop Structures in Alberta", CSCE 6th Canadian Hydrotechnical Conference, Ottawa.
- LONDON, M. PIERRE (1983). "Lessons from Earth Dam Failures", News and Views, British National Committee on Large Dams, London.
- MORRISON, W. R., and JOHN G. STARBUCK (1984). "Performance of Plastic Canal Linings", Bureau of Reclamation Report No. REC-ERC-81-1.
- NATIONAL SANITATION FOUNDATION (1983). Standard 54, "Flexible Membrane Liners".
- RALSTON, DAVID C. (1980). "Design and Performance Evaluation of Earth Emergency Spillways", ASAE SCS, Paper Number 80-2549, Winter Meetings.
- SCHLEISS, A. J. (2002). Scour evaluation in space and time – the challenge of dam designers, Proc. of Int. Workshop on Rock Scour due to falling high-velocity jets, Lausanne, Switzerland, 25-28 September (Ed. Schleiss & Bollaert), Balkema, pp. 3-22.
- SHAMIL AND NIAN DAMS PROJECT. (1998). Report on General design Criteria by Moshanir Consulting Engineering C, Tehran-Iran.
- SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS) USDA (1973). Technical Release 52, "A Guide for Design and Layout of Earth Emergency Spillways as part of Emergency Spillway Systems for Earth Dams".
- TIMBLIN, L. O. J. R. (1982). "Comments on the Use of Plastic or Elastomeric Membranes", Transactions of the Fourteenth International Congress on Large Dams, vol. V, p. 674, International Commission on Large Dams, Paris.
- TIMBLIN, L. O. J. R., PETER G. GREY, AND JOHN G. STARBUCK (1984). "Flexible Membrane Lining for Emergency Spillways", Proceedings International Conference on Geomembranes, Industrial Fabrics Association International, Vol. 1, pp. 133 -139.
- TIMBLIN, L. O., J. R., PETER G. GREY, JOHN G. STARBUCK, AND RONALD K. FROBEL (1984). "Flexible Membrane Emergency Spillway", *Dam Safety and Rehabilitation - Fourth Annual USCOLD Lecture*, U.S. Committee on Large Dams, pp. 3-1 to 3-13, Boston.
- TIMBLIN, L. O., GREY, P. G., MULLER, B. C., MORRISON, W. R. (1988). "Emergency spillways using Geomembrance". USBR. NO. REC-ERC-88-1.
- TIMBLIN, L. O., J. R. (1985). "The use of Geomembranes for Emergency spillway", *Water Power and Dam Construction*.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Engineer manual EM 1110-2-1602. Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works1.1980.

- KOZOREOZVA, M. (1977). "Evaluation of Energy Dissipation on Sprawling Membrane Spillways", *Novachersassk Institute of Reclamation Engineering, U.S.S.R.*
- LARSON, JOHN R. (1987). "Geosynthetics Used to Increase Dam's Spillway Capacity", *Geotechnical Fabrics Report*.
- LINDNER, D. H. (1983). "Application and Design Practice of Gabion Drop Structures in Alberta", CSCE 6th Canadian Hydrotechnical Conference, Ottawa.
- LONDON, M. PIERRE (1983). "Lessons from Earth Dam Failures", News and Views, British National Committee on Large Dams, London.
- MORRISON, W. R., and JOHN G. STARBUCK (1984). "Performance of Plastic Canal Linings", Bureau of Reclamation Report No. REC-ERC-81-1.
- NATIONAL SANITATION FOUNDATION (1983). Standard 54, "Flexible Membrane Liners".
- RALSTON, DAVID C. (1980). "Design and Performance Evaluation of Earth Emergency Spillways", ASAE SCS, Paper Number 80-2549, Winter Meetings.
- SCHLEISS, A. J. (2002). Scour evaluation in space and time – the challenge of dam designers, Proc. of Int. Workshop on Rock Scour due to falling high-velocity jets, Lausanne, Switzerland, 25-28 September (Ed. Schleiss & Bollaert), Balkema, pp. 3-22.
- SHAMIL AND NIAN DAMS PROJECT. (1998). Report on General design Criteria by Moshanir Consulting Engineering C, Tehran-Iran.
- SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS) USDA (1973). Technical Release 52, "A Guide for Design and Layout of Earth Emergency Spillways as part of Emergency Spillway Systems for Earth Dams".
- TIMBLIN, L. O. J. R. (1982). "Comments on the Use of Plastic or Elastomeric Membranes", Transactions of the Fourteenth International Congress on Large Dams, vol. V, p. 674, International Commission on Large Dams, Paris.
- TIMBLIN, L. O. J. R., PETER G. GREY, AND JOHN G. STARBUCK (1984). "Flexible Membrane Lining for Emergency Spillways", Proceedings International Conference on Geomembranes, Industrial Fabrics Association International, Vol. 1, pp. 133 -139.
- TIMBLIN, L. O., J. R., PETER G. GREY, JOHN G. STARBUCK, AND RONALD K. FROBEL (1984). "Flexible Membrane Emergency Spillway", *Dam Safety and Rehabilitation - Fourth Annual USCOLD Lecture, U.S. Committee on Large Dams*, pp. 3-1 to 3-13, Boston.
- TIMBLIN, L. O., GREY, P. G., MULLER, B. C., MORRISON, W. R. (1988). "Emergency spillways using Geomembrance". USBR. NO. REC-ERC-88-1.
- TIMBLIN, L. O., J. R. (1985), "The use of Geomembranes for Emergency spillway", *Water Power and Dam Construction*.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Engineer manual EM 1110-2-1602 Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works1.1980.

5. PROCÉDURES OPÉRATIONNELLES

5.1. INTRODUCTION

Il est évident qu'une bonne conception et de bons procédés de construction sont essentiels pour obtenir un barrage qui peut remplir correctement sa tâche de contrôle des crues. Toutefois, ces éléments ont été réalisés dans un laps de temps habituellement relativement court, et la durée de vie des barrages est nettement plus longue. Pendant cette durée de vie, ils connaîtront plusieurs périodes économiques et politiques; pendant certaines de ces périodes, des conditions plus difficiles pourraient amener une négligence au niveau de l'entretien par des opérateurs moins formés ou moins consciencieux qui pourraient entraîner la négligence certaines règles de fonctionnement.

Dans ce chapitre, nous voulons rappeler l'importance d'un bon entretien et d'une gestion basée sur les meilleures pratiques et informations dont on dispose. Toutefois, il est sûr que seule prise de conscience par les gestionnaires et les représentants gouvernementaux des impacts négatifs, importants et mêmes catastrophiques qui découlent de cette négligence des éléments permettra d'en assurer un traitement adéquat.

5.2. ENTRETIEN

Le « Committee on the Safety of Existing Dams » (NRC, 1983) qui a étudié en 1983 les améliorations possibles des barrages existants a noté que, même dans un pays riche, plus de 50 % des propriétaires identifiés précédemment comme non sûrs n'ont apporté aucune amélioration quatre ans après cette identification. Une des raisons probables de cette non-action selon cette commission est la tendance à vouloir faire tout à la fois. En effet, après avoir identifié les problèmes de sécurité d'un barrage, les responsables ont tendance à préparer un plan tendant à corriger tous ces problèmes; il s'ensuit que dans la plupart des cas, la somme d'argent nécessaire pour réaliser tous ces travaux est trop élevée de sorte que les travaux sont reportés d'année en année et ne seront peut-être jamais réalisés.

Une approche nettement plus efficace serait d'exécuter chaque année les travaux permis par le budget annuel. Bien qu'à long terme les coûts d'une telle approche puissent être plus élevés, cette procédure garantit la réalisation d'un minimum de travaux et permet dans de nombreux cas de maintenir les barrages dans un état « acceptable ». Ce budget annuel devrait être basé sur une planification à long terme, provenant d'une analyse de priorités; cette analyse devra tenir compte des risques et des conséquences pour chaque problème identifié.

On ne devrait pas oublier, en planifiant l'entretien de barrages, qu'une sécurité absolue est impossible à obtenir et que notre objectif doit être de viser une sécurité raisonnable qui est certainement meilleure qu'un état d'abandon qui deviendrait de plus en plus dangereux.

5. OPERATIONAL PROCEDURES

5.1. INTRODUCTION

It is evident that good conception and good methods of construction are essential to obtain a dam that could accomplish correctly its task of controlling floods. However, while these elements are realized on a period of time that is usually relatively short, the life span of dams is much longer. During this life span, it will pass through various economical and political periods; during some of these periods, more difficult conditions could bring to neglect maintenance or some employees less trained or less conscientious could neglect some operating rules.

In this chapter, we want to recall importance of a good maintenance and of an operation based on the best available practices and information. However, it is sure that only consciousness from managers and governmental representatives about negative impacts, great and even catastrophic, from carelessness of these elements will permit to assure adequate treatment of these elements.

5.2. MAINTENANCE

The “Committee on the Safety of Existing Dams” (NRC, 1983) who studied in 1983 the possible ameliorations to existing dams noted that, even in a rich country, more than 50% of owners of dams previously identified as unsafe had made no improvement four years after this identification. One of probable reasons of this inaction according to this committee was a tendency to want to do all at a time. Indeed, after they have identified problems of security for a dam, responsible have tendency to prepare a plan to correct all these problems; the result, in most cases, is that the amount of money required to do all these works is too high so that works are postponed years after years and maybe will never be done.

A much more effective approach would be to execute each year, all works permitted by the annual budget. Although the long-term costs of such an approach could be higher, it guarantees that a minimum will be made, and permit in many cases to maintain dams in an “acceptable” state. This annual budget should be based on a long-term planning resulting from an analysis of priorities; this analysis should take into account risks and consequences for each problem identified.

One should not forget, while planning maintenance of dams that an absolute security is impossible to obtain and that our objective must be, instead, to aim at a reasonable security that is certainly better than an abandon leading to a state that will be more and more dangerous.

L'entretien des barrages doit couvrir tous les éléments qui les composent, tels que :

- des composants majeurs, tels que les barrages principaux, en béton ou en remblai, dont l'évaluation est difficile sans une très bonne instrumentation interne qui doit, par conséquent, être maintenue d'une manière structurée afin de fonctionner le plus longtemps possible. Dans de nombreux cas, il sera très difficile ou même impossible de remplacer les éléments situés en profondeur dans un barrage, de telle manière que les premiers critères doivent être la fiabilité et la robustesse. Heureusement, les instruments de surveillance dans les barrages sont souvent plus utiles au cours des premières années lors de leur installation ; lorsqu'un de ces instruments présente une défaillance, une analyse doit être faite pour évaluer s'il est possible de le remplacer et s'il doit l'être ;
- les éléments hydrauliques, comprenant tous les types d'ouvrages dont le but est d'évacuer les débits et dont l'importance n'apparaît que pendant des rares moments d'utilisation, pendant des crues importantes, où chaque minute compte ; l'état des équipements de levage est aussi important que celui des vannes elles-mêmes ; les composants électriques qui permettent la gestion de ces éléments hydrauliques sont également importants ; contrairement aux instruments d'occultation du barrage, les instruments de contrôle de l'hydraulique et de l'électromécanique associés à ces organes de manœuvre sont toujours nécessaires ; ils doivent être maintenus dans un état parfait et remplacés rapidement en cas de défaillance ; habituellement, ce remplacement n'est pas une tâche difficile ;
- le réservoir et sa périphérie ; on ne doit pas oublier que la sédimentation (Alam, 2002) diminue la capacité de contrôler les crues à plus ou moins long terme et que l'instabilité des berges peut parfois provoquer des vagues importantes. Celles-ci peuvent être assimilées à des crues éclair et sont souvent plus difficiles à contrôler que les crues naturelles. Il s'ensuit que des glissements de terrain se produiront probablement au pire moment, notamment pendant une crue importante.

La première règle d'un bon entretien est évidemment d'être en mesure d'identifier dès que possible un quelconque problème potentiel. Des informations pratiques relatives à la surveillance des évacuateurs, aux tests périodiques des équipements, aux inspections périodiques des protections mécaniques et électriques, avec leurs fréquences sont indiquées dans Bister et Le Delliou (2000). Ainsi, le propriétaire sera en mesure d'évaluer et de choisir entre les options de correction ou d'atténuation qui lui sont présentées. Une liste non exhaustive de ces mesures est reprise ci-dessous :

- réparation d'un équipement inadéquat ;
- augmentation de la capacité d'évacuation ;
- augmentation de la réserve disponible pour le contrôle des crues :
 - par dragage ;
 - par diminution du niveau du réservoir autorisé avant les crues ;
 - par augmentation du niveau de la crête des digues et des barrages ;
 - par augmentation du niveau d'eau du réservoir acceptable avec une consolidation des digues et des barrages ;

Maintenance of dams must cover all elements that compose them, as:

- major components as main dams, concrete or fill, whose evaluation is difficult without a very good internal instrumentation which must, therefore, be maintained in a strict manner so that it continues to operate as long as possible. In many cases, it would be very difficult or even impossible to replace instruments settled deeply in a dam, so that first criteria when choosing those instruments are reliability and robustness. Fortunately, instruments inside dams are, often, more useful in the first years after their installation; when one of those instruments fails, an analysis should be done to evaluate if it is possible to replace it and if it should be replaced;
- hydraulic elements, including all types of works whose aim is to evacuate flows and whose importance often appears only during rare moments of use, in great floods when each minute counts; state of lifting equipments is as important than that gates themselves; electrical components that permit to operate these hydraulic elements are also important; contrarily to dams instruments, hydraulic instrumentation and electromechanical instruments related to hydraulic elements are always necessary and must be maintained in a perfect state and replaced rapidly if it fails; usually this replacement is not a difficult task;
- the reservoir and its periphery; one must not forget that sedimentation (Alam, 2002) diminish the capacity to control floods at more or less long term and that instability of banks can sometimes cause big waves that can be assimilated to flash floods often more difficult to control than natural floods and that these landslides will probably happen at worst moment namely during a great flood.

The first rule of a good maintenance must evidently to be able to identify as soon as possible any potential problem. Practical informations about surveillance of spillways, periodic tests of equipments, periodic inspections on mechanical and electrical protections with their frequencies can be found in Bister and Le Delliou (2000). Thus, the owner will be able to evaluate and choose between options of correction or mitigation that will be presented to him. A non-exhaustive list of such measures appears below:

- refecton of inadequate equipment;
- increase of evacuation capacity;
- increase of reserve available for flood control:
 - by dredging;
 - by decrease of the reservoir level permitted before floods;
 - by increase of level in crest of dikes and dams;
 - by increasing the acceptable reservoir water level with a consolidation of dikes and dams;

- diminution des entrées pendant une crue par une déviation vers un autre bassin ;
- modification de l'utilisation de la rivière en aval pour diminuer le risque pour les habitants le long des berges de la rivière ;
- ne rien faire

Cette dernière option ne pourrait être acceptée que si des dommages à autrui en cas de dysfonctionnement étaient acceptables, ce qui implique l'absence de mortalité et la capacité du propriétaire à assumer les responsabilités qui en découleront. Elle ne sera acceptable, dans la plupart des cas, que pour des petits barrages.

5.3. FONCTIONNEMENT

Le fonctionnement d'un équipement important tel que les vannes ou les turbines ne peut être géré que par des opérateurs qui connaissent parfaitement leurs caractéristiques et leurs règles de manipulation (Nicolet, 1997).

L'opérateur dispose habituellement d'instructions précises sur les manœuvres à effectuer dans les cas normaux, mais lorsqu'une crue exceptionnelle arrive, il devra souvent faire face à des situations inattendues, telles que des batardeaux ou des vannes encombré(e)s. Ceci est même plus que probable, et ces équipements peuvent ne pas avoir été utilisés pendant de nombreuses années, même depuis la construction, car aucun événement ne l'a exigé précédemment. Pour éviter cette situation, il est conseillé de toujours planifier l'utilisation de chaque équipement au moins une fois par an ou au moins d'effectuer une rotation dans la vérification de ces équipements. Mais, de nombreux sites ne permettent pas l'utilisation de certains équipements, soit parce que leur conception suppose qu'ils ne sont utilisés qu'en derniers recours ou alors parce que des modifications ont été réalisées au fil du temps, telles que la construction de maisons en aval des équipements qui n'ont pas été utilisés pendant longtemps et que l'impact de leur utilisation a donc été plus ou moins « oublié » par le personnel responsable de l'émission de permis de bâtir, si toutefois ces permis ont été demandés. Pour les sites où l'équipement est rarement utilisé mais doit être disponible dans des conditions extrêmes, son seul fonctionnement pourrait l'être à des fins de tests. Pour un entretien régulier, l'équipement serait simplement inspecté et pourrait subir un test limité. Par exemple, l'ouverture partielle de la vanne avec les batardeaux en amont en place. Dans d'autres cas, effectuer un test d'ouverture chaque année serait très onéreux, en particulier pour de gros équipements; dans ces cas, un test quinquennal, instrumenté, documenté et analysé en profondeur par une équipe technique expérimentée pourrait donner un diagnostic plus fonctionnel et plus fiable qu'un simple test ouverture / non-ouverture.

Lorsque des événements imprévus tels que ceux mentionnés ci-dessus surviennent, la bonne connaissance par l'opérateur des équipements et des caractéristiques importantes des barrages dont il est responsable pourrait être le facteur décisif pour une opération sûre.

- diminution of inflows during flood by diversion toward another watershed;
- modification of use of the river downstream to diminish the risks to habitants along the river banks;
- do nothing.

This last option could be accepted only if damages to others in case of malfunction are acceptable, that implies absence of mortality and capacity for owner of dam to assume responsibilities that will follow. It will be acceptable, in most cases, only for small dams.

5.3. OPERATION

Operation of important equipment such as gates or turbines can be carried out only by operators that know perfectly their characteristics and their rules of handling (Nicolet, 1997).

Operator disposes usually of precise instructions on the maneuvers to carry out normally, but when arrives an exceptional flood he will often have to face unexpected situations as jammed stop logs or gates. That is even more probable, as these equipments may not have been utilized since many years, even since its construction because no event has required it before. To avoid this, it is advisable to always plan utilization of each equipment at least once a year or at least a rotation in the operation of these equipments. But, many sites don't permit to use some of these equipments usually, either that their conception supposed that they will be used as a last resort, or that modifications have been made with time, such as the construction of houses downstream of equipments that has not been used for a long time so that the impacts of their use have been more or less "forgotten" by personnel responsible for issuing construction permits if such permits have effectively been asked. For such sites where the equipment is rarely used but is required to be available under extreme conditions, its only operation might be for testing purposes. For the regular maintenance, the equipment would be inspected and might undergo a limited test. For instance, the partial opening of the gate with the upstream stoplogs in place. In some other cases, to carry out a test of opening each year would be very onerous, especially for big equipments; for these cases, a quinquennial test extensively instrumented, documented and analyzed by an experienced technical team could give a more functional and dependable diagnostic than a simple open-not open test.

When unforeseen events as those mentioned above occur, operator's good knowledge of equipments and relevant characteristics of dams for which they are responsible could be the deciding factors for safe operation.

Mais il est évident que plus les directives dont disposera l'opérateur pour des cas critiques seront claires et détaillées, plus le travail dans ces conditions extrêmes sera facile, quand les questions sont décisives et ne permettent plus une expérimentation. Par conséquent, il relève de la responsabilité des propriétaires de demander à certains experts d'évaluer autant de cas que possible qui pourraient se produire et de fournir aux opérateurs des procédures qui permettront de faire face à ces cas extrêmes.

L'opérateur local ainsi que le gestionnaire qui lui donne ces directives doivent disposer d'informations opportunes, vitales pour une gestion préventive des installations. Ils doivent disposer d'une surveillance météorologique continue et d'un modèle informatique qui donne des prévisions des impacts sur leurs installations, les habitants et industries au bord de l'eau au cas où ces prévisions se produiraient effectivement ; ce système pourrait également prendre en considération les imprécisions des prévisions et donc fournir aux gestionnaires une série de possibilités météorologiques.

L'autre domaine pour lequel les gestionnaires doivent disposer d'informations à jour est un plan d'urgence, que les gestionnaires ainsi que l'opérateur local doivent connaître à la perfection :

- les conséquences de leurs actes, par exemple les zones qui seront immergées en cas de dépassement des niveaux normaux maximaux en amont du réservoir ou les écoulements d'alarme en aval ; cette information sera fournie par des études donnant les cartes de submersion ;
- les modes de communication en cas d'urgence : les personnes à contacter et comment les contacter.

Il est clair que le premier à intervenir en cas d'urgence est le gestionnaire du barrage. Il est le premier responsable du lancement d'une alerte. Toutefois, afin qu'un plan d'urgence puisse fonctionner, il doit d'abord avoir été bien élaboré par tous les intervenants, tels que les gestionnaires des barrages, les gestionnaires municipaux et les représentants gouvernementaux responsables de la sécurité publique ; toutes ces personnes doivent disposer de toutes les informations disponibles. Dans certains cas, il a été noté que la « crainte de créer une panique en publiant ces informations » a conduit certaines instances officielles à cacher certaines études essentielles, telles que les cartes de submersion. Cette attitude doit être dénoncée et une attitude de transparence est essentielle (Nicolet, 1997). L'information doit circuler librement et rapidement entre toutes les personnes responsables de manière telle qu'un plan d'urgence adéquat soit mis à disposition.

À titre complémentaire, en particulier pour l'entretien et la surveillance de routine, on peut par exemple consulter USFREC (1992) ou le chapitre « Operation, Maintenance and Surveillance » dans le CDA (1999).

5.4. FORMATION

Lorsqu'une crue exceptionnelle arrive, les opérateurs doivent prendre des décisions importantes dans des conditions exceptionnelles. Contrairement aux pilotes d'avion qui peuvent s'entraîner à faire face à toutes sortes de conditions dans

But it is evident that clearer and detailed will be the directives that the operator will dispose for critical cases, more easy will be the work in these extremes conditions where time is decisive and is no more available for experimentation. Therefore, it is the responsibility of owners of dams to ask to some experts to evaluate as many cases as possible that could happen and to provide to operators procedures of operation that will permit to cope with these extreme cases.

The local operator as well as the manager who gives him directives must have timely information vital for a preventive management of the installations. They must dispose of a continual meteorological watch and a computer model that will give provisions of impacts on their installations, the human and industries water-side dwellers in case that these provisions would effectively happen; this system should take also into account the imprecision of provisions and therefore provide to managers a series of meteorological possibilities.

The other domain for which managers must dispose of information up-to-date is an emergency plan, which the managers as well as the local operator must know perfectly:

- the consequences of their actions, for example, the zones that will be flooded in case of overstepping of maximal normal levels upstream of reservoir or of the alarm flows downstream; these information will be provided by studies giving flooding maps;
- the modes of communication in emergency case: persons to contact and how to contact them.

It is clear that the first to intervene in case of emergency is the manager of the dam. He is the first responsible for the launching of an alert. However, in order that an emergency plan could function, it must first have been well elaborated by all the intervening people, as the managers of dams, municipal managers and government representatives responsible of public security; all these persons must dispose of all available information. In some cases, it has been noticed that “the fear to create panic in publishing these information” have conducted some official bodies to hide some essential studies such as the flooding maps. This attitude must be denounced and an attitude of transparency is essential (Nicolet, 1997). Information must circulate freely and rapidly between all persons with responsibility so that an adequate emergency plan becomes available.

As a complement, particularly for usual maintenance and surveillance, one can consult, for example, USFREC (1992) or the chapter on Operation, Maintenance and Surveillance in CDA (1999).

5.4. TRAINING

When an exceptional flood arrives, the operators must take important decisions in exceptional conditions. Contrary to airplanes pilots who can practice to face all sorts of conditions in the environment quasi-real of a simulator, operators of dams

l'environnement quasi-réel d'un simulateur de vol, les opérateurs de barrages ne peuvent compter que sur leurs connaissances théoriques lorsqu'une catastrophe arrive. Ces connaissances doivent dès lors être les plus complètes possible et doivent comprendre des domaines purement mathématiques, tels que les risques de précipitations et de crues, ainsi que des domaines plus pratiques, tels que les caractéristiques réelles des barrages et des équipements qui les contrôlent.

Un exemple d'un cours adapté aux opérateurs de centrales électriques et d'évacuateurs et de vidanges peut être obtenu chez Hydro-Quebec (Karam, 2004). Les sujets abordés sont :

- *Composants de structures hydro-électriques* : tout d'abord, les opérateurs doivent connaître le vocabulaire de ce domaine et également l'utilité et les limites de chaque composant.
- *Les mesures et les paramètres de bon fonctionnement* : il s'agit d'une explication des différentes variables que les opérateurs doivent vérifier en continu, telles que les niveaux d'eau en amont et en aval, la pression des piézomètres, les courants en turbine ou évacués ou les fuites. On explique les limites acceptables pour ces différents paramètres et les anomalies qui peuvent survenir (panne de l'équipement, formation de glace, blocage par frottement par des matériaux,) L'opérateur se mettra au courant des différentes règles et normes existantes.
- *Rapports et inspection* : il ne suffit pas d'expliquer aux opérateurs comment remplir les rapports d'inspection, mais il faut également expliquer l'importance d'un bon suivi de l'état et de la sécurité des structures.
- *Fonctionnement des équipements* : l'opérateur apprendra le fonctionnement des machines et des équipements qu'il devra utiliser; pour chaque équipement, il est souhaitable qu'il existe une procédure claire, expliquant les vérifications et les actions à entreprendre avant, pendant et après l'utilisation.
- *Alarmes* : les paramètres de fonctionnement sont rappelés ici, mais en insistant sur les valeurs critiques de ces paramètres.
- *Sécurité* : on insistera ici sur le respect des standards de sécurité pour la protection des personnes, du réseau électrique et de l'équipement.

Un extrait de ce document est très intéressant : « the operator should evaluate the consequences and should not speculate that all has been foreseen during the manoeuvres in general » (l'opérateur devra évaluer les conséquences et ne devra pas supposer que tout a été prévu pendant les manœuvres, de manière générale). Ceci implique que l'opérateur doit être formé pour faire face à des cas imprévus et même être capable de prendre lui-même les décisions majeures en cas de crise; en effet, dans des situations critiques telles qu'une crue suffisamment élevée pour provoquer un débordement, on ne peut pas être certain, malgré toutes les précautions et redondances de communication qui sont installées, que l'opérateur ne se trouve pas isolé.

Ceci s'accorde à une proposition du « Committee on the Safety of Existing Dams » (NRC, 1983) qui recommande qu'une formation minimale doive être donnée à toute personne qui a régulièrement accès aux sites des barrages (garde de sécurité, employé d'entretien, par exemple) de manière à ce qu'ils puissent identifier des anomalies telles qu'une fuite d'eau, nouvelle ou en augmentation; selon ce

can count only on their theoretical knowledge when arrives a catastrophe. This knowledge must therefore be as complete as possible and must include as well purely mathematical domains as the risks of precipitations and of floods, than more practical domains as the real characteristics of dams and equipments that they control.

An example of course adapted to operators of powerhouses and spillways and outlets can be obtained from Hydro-Quebec (Karam, 2004). The addressed subjects are:

- *Components of hydroelectric structures*: first, operators must know vocabulary of this domain and also, utility and limits of each component.
- *Measures and good-working parameters*: here is the explanation of the various variables that operators must verify continually, such as upstream and downstream water levels, pressure of piezometers, turbined or evacuated flows or leaks. Are explained the acceptable limits for these various parameters and anomalies that can occur (breakdown of equipment, ice formation, grate blocking by materials, ...). Operator will become acquainted with the various rules and existing standards.
- *Reports and inspection*: it is not sufficient to explain to operators how to fill inspection reports, but one must also explain the importance of a good follow-up of state and security of structures.
- *Operation of equipments*: the operator will learn the operation of machines and equipments that he will have to use; for each equipment, it is desirable that there is a clear procedure explaining verifications and actions to make before, during and after the use.
- *Alarms*: parameters of functioning are recalled here, but in insisting on critical values for these parameters.
- *Security*: it is insisted here on the respect of standards of security for the protection of persons, electrical network and equipment.

An extract from this document is very interesting: “the operator should evaluate the consequences and should not speculate that all has been foreseen during the manoeuvres in general”. This implies that the operator must be trained to face cases unforeseen and even be capable to take himself some major decisions in case of crises; in effect, in critical situations as a flood sufficiently high to provoke an overtopping, one cannot be certain, in spite of all precautions and redundancies of communication that are installed, that the operator will not find himself isolated.

This agrees with a proposition of the “Committee on the Safety of Existing Dams” (NRC, 1983) which recommend that a minimal training be given to any person that has a regular access to dams sites (security guard, maintenance employee, for example) so that they could identify some anomalies as water leakage new or in augmentation; according to this committee, it is a means not much costly

comité, il s'agit d'un moyen pas très coûteux pour augmenter la fréquence des « inspections ». Évidemment, ceci ne doit pas justifier une réduction de la fréquence des inspections officielles par des employés qualifiés ou des experts dans le domaine. Une formation sur l'application des plans d'opération standard et des plans d'action en cas d'urgence (Standard Operation Plans et Emergency Action Plans) doit également être réalisée.

D'autres sources de formation sont reprises dans USBR. L'Électricité de France a également développé un simulateur sur PC pour former les opérateurs de barrages dans la gestion des crues extrêmes : les types d'évacuateurs peuvent être modélisés pour chaque barrage. Par exemple, on peut simuler tous les hydrogrammes de crues et tester les réactions de l'opérateur en utilisant toutes les instructions de gestion des crues du barrage. Il est également possible de tester le blocage d'une vanne pendant la crue et d'observer le comportement des opérateurs lors de l'occurrence du plan d'urgence.

5.5. RÉFÉRENCES

- ALAM, S. (2002). Improving sedimentation management using multiple dams and reservoirs. *International Journal on Hydropower and Dams*, vol. 9, no. 1, 2002. pp. 63-68.
- CDA (1999). Dam Safety Guidelines. Canadian Dam Association, 134 p.
- BISTER ET LE DELLIU (2000). Practical guidelines for improvement of dam safety during floods, ICOLD Congress Beijing, 2000, Q 79 R 29, pp. 501-503.
- KARAM, S. (2004). Cours Généralités hydrauliques. Hydro-Québec Production, Direction Exploitation, Équipe Études and Développement, Montréal, 34 p.
- NICOLET, R. (1997). Rapport de la commission scientifique and technique sur la gestion des barrages. Gouvernement du Québec, Ministère des Ressources naturelles, 250 p. + annexes.
- NRC (1983). Safety of Existing Dams – Evaluation and Improvement. U.S. National Research Council, Committee on the Safety of Existing Dams, National Academy Press, Washington, D.C.
- U.S. BUREAU OF RECLAMATION, TRAINING AIDS FOR DAM SAFETY (TADS). U.S. Department of the Interior, 2005.
- USFERC (1992). Guidelines for Public Safety at Hydropower Projects. U.S. Federal Energy Regulatory Commission, 28 p.

to increase the frequency of “inspections”. Evidently, this must not justify a reduction of the frequency of official inspections by qualified employees or experts in the domain. Training is also needed on applying Standard Operation Plans and Emergency Action Plans.

Other sources of training can be found in USBR. Electricity of France has also developed a simulator on PC to train operators of dams in management of extreme floods : types of spillways on each dam can be modeled. For example one can simulate all hydrograms of floods and test operator’s reactions using use all the flood management instructions of the dam. It is also possible to test a gate blocking during flood and to see the behavior of operators in case of emergency plan occurrence.

5.5. REFERENCES

- ALAM, S. (2002). Improving sedimentation management using multiple dams and reservoirs. *International Journal on Hydropower and Dams*, vol. 9, no. 1, 2002. pp. 63-68.
- CDA (1999). Dam Safety Guidelines. Canadian Dam Association, 134 p.
- BISTER ET LE DELLIU (2000). Practical guidelines for improvement of dam safety during floods, ICOLD Congress Beijing, 2000, Q 79 R 29, pp. 501-503.
- KARAM, S. (2004). Cours Généralités hydrauliques. Hydro-Québec Production, Direction Exploitation, Équipe Études and Développement, Montréal, 34 p.
- NICOLET, R. (1997). Rapport de la commission scientifique and technique sur la gestion des barrages. Gouvernement du Québec, Ministère des Ressources naturelles, 250 p + annexes.
- NRC (1983). Safety of Existing Dams – Evaluation and Improvement. U.S. National Research Council, Committee on the Safety of Existing Dams, National Academy Press, Washington, D.C.
- U.S. BUREAU OF RECLAMATION, TRAINING AIDS FOR DAM SAFETY (TADS). U.S. Department of the Interior, 2005.
- USFERC (1992). Guidelines for Public Safety at Hydropower Projects. U.S. Federal Energy Regulatory Commission, 28 p.

6. SYSTÈME D'ALERTE DE CRUE

6.1. FONCTIONS PRINCIPALES D'UN SYSTÈME D'ALERTE DE CRUE INTÉGRÉ :

- La prévision et l'évaluation d'une menace de crue.
- La diffusion des alertes.
- La réponse à ces alertes.
- Les décisions qui découlent de ces alertes.

L'évaluation d'une crue aidera les décideurs à juger si l'alerte doit être diffusée et quelles mesures doivent être prises. Grâce aux prévisions, le décideur disposera d'un laps de temps suffisant pour faire face à la situation. Le terme « contrôle » est ajouté pour les cas où certaines variables de décision (telles que les restitutions des réservoirs en amont) peuvent modifier les caractéristiques de la crue.

L'applicabilité d'un système de support à la décision (Decision Support System - DSS) pour l'avertissement et le contrôle des crues (Flood Warning et Control) est principalement destinée à la première fonction, mais des délais dans la diffusion et la réponse aux alertes doivent être pris en considération dans le DSS. Un DSS est un ensemble intégré en matériel et en logiciel qui peut être utilisé par les décideurs comme aide à la prise de décisions opérationnelles.

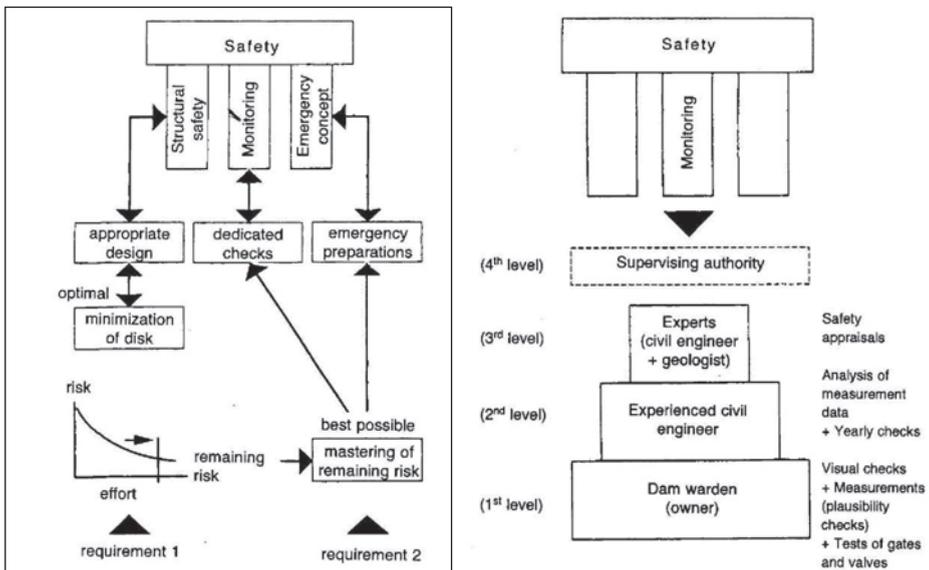


Fig. 12

Schéma d'un système de support à la décision (Biedermann, 1997)

6. FLOOD WARNING SYSTEM

6.1. MAIN FUNCTIONS OF AN INTEGRATED FLOOD WARNING SYSTEM:

- The forecast and evaluation of the flood threat.
- The dissemination of the warnings.
- The response to those warnings.
- The decisions issued from those warning.

The evaluation of the flood will help the decision-maker to decide if a warning must be disseminate and what kind of measures must be taken. With the forecast, the decision maker will have enough time to deal with the situation. The word “control” is added for the cases where some decision variables (such as the releases from upstream reservoirs) can modify the characteristics of the flood.

The applicability of a Decision Support System (DSS) for Flood Warning and Control is mainly for the first function, but delays in dissemination of and response to warnings must be taken into account in the DSS. A DSS is an integrated computer hardware and software package, which can be used by decision makers as an aid for taking operational decisions.

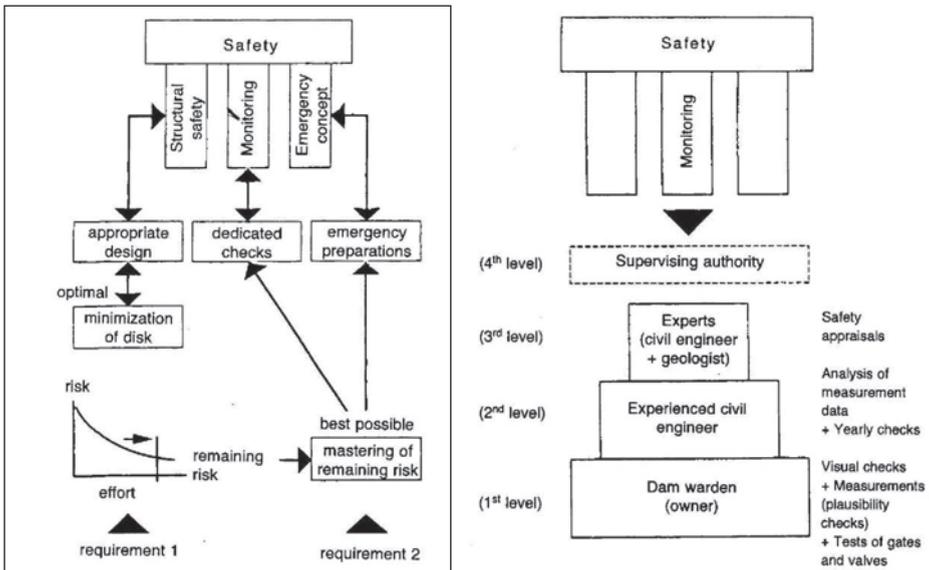


Fig. 12
Scheme of Decision Support System (Biedermann, 1997)

6.2. COMPOSANTS PRINCIPAUX D'UN DSS

Les composants principaux sont :

- a) Le sous-système de données.
- b) Le sous-système de modélisation.
- c) L'interface de dialogue.

Une autre utilité importante d'un DSS est la formation efficace du personnel, augmentant l'expérience du décideur.

6.3. CARACTÉRISTIQUES D'UN DSS POUR L'ALERTE ET LE CONTRÔLE DES CRUES

6.3.1. Le sous-système d'acquisition de données

Le sous-système d'acquisition de données comprend le relevé des données, la télécommunication, le traitement des données et une gestion d'une base de données relationnelle. Le lien entre la base de données et les modules d'analyse est important si nous souhaitons profiter du DSS.

Les données nécessaires qui doivent être relevées en temps réel comprendront pour le modèle le plus complexe :

- L'intensité des précipitations dans le bassin, en temps et en espace, en utilisant des pluviomètres et un radar. Ces données seront utilisées comme données d'entrée d'un modèle de ruissellement des précipitations.
- Les niveaux des rivières en plusieurs points du bassin. Il s'agit des variables les plus importantes qui doivent être évaluées et prévues.
- Le cas échéant, les niveaux de stockage des réservoirs.
- Les conditions météorologiques, si un modèle physique de prévision des précipitations est utilisé.
- L'humidité du sol.
- Etc.

Toutes ces informations seront enregistrées dans une base de données. Par conséquent, un module de gestion de données sera nécessaire pour obtenir des statistiques à partir de cette base ou pour saisir des données dans le sous-système de modélisation.

6.3.2. Le sous-système de modélisation

Le sous-système de modélisation doit intégrer, dans un modèle de simulation, les données, les caractéristiques du système et des décisions possibles du décideur afin de prédire la réponse du système. De plus, ce module peut réaliser une certaine optimisation des variables de décision à un faible niveau (tel que le calibrage automatique de paramètres du ou des modèles), et aider l'opérateur à un niveau élevé. À ce moment, les décisions doivent toujours être prises par le décideur.

6.2. MAIN COMPONENTS OF A DSS

The main components are

- a) Data subsystem.
- b) Model subsystem.
- c) Dialogue interface.

Another important utility of a DSS is the effective personnel training, increasing the experience of decision maker.

6.3. CHARACTERISTICS OF A DSS FOR FLOOD WARNING AND CONTROL

6.3.1. Data acquisition subsystem

The data subsystem includes the data sensing, telecommunication, data processing, and relational data base management. Linkage of the database and analysis modules is important if we want to take advantage of the DSS.

The necessary data for the most complex model that need to be sensed at real-time will include:

- Rainfall intensity through the basin, in time and space, using rain gage stations and radar. This data will be used as the input of a rainfall-runoff model.
- River levels in some points of the basin. These are the most important variables we need to evaluate and forecast.
- If there are, storage levels of the reservoirs.
- Meteorological conditions, if some rainfall forecast physical model is used.

- Soil moisture.
- Etc.

All this information will be stored in a database. Therefore, a data management module will be necessary to obtain statistics from the database or to input data into the model Subsystem.

6.3.2. Model Subsystem

The model Subsystem has to integrate in a simulation model the data, the characteristics of the system and the possible decisions of the decision-maker in order to predict the response of the system. In addition, this module can perform some kind of optimization of the decision variables in a low level (such as automatic calibration of the model or models parameters), and help the operator in the high level. At the high level the decisions must be always taken by the decision-maker.

Deux types de modèles devraient être utilisés ensemble :

- Un modèle de prévision des précipitations.
- Un modèle de simulation hydrologique. Un modèle de ruissellement des précipitations transformera les précipitations en excès en ruissellement et un modèle d'acheminement dans les canaux calculera l'hydrogramme en un point donné.

Le modèle de prévision des précipitations pourrait être un modèle purement stochastique ou un modèle physique. Dans certains cas, par exemple le système F2P2, l'évaluation des menaces n'est faite que sur base de la prévision des précipitations, sans le modèle de simulation.

Il existe différentes solutions pour le modèle de simulation hydrologique. L'utilisation d'un modèle stochastique présente l'avantage principal de la rapidité des calculs. Les modèles conceptuels en blocs sont souvent plus précis que les modèles stochastiques, mais ils nécessitent des informations hydrologiques. Il s'agit par exemple du système ALERT, qui utilise le modèle bien connu de Sacramento. Avec une quantité importante d'informations géographiques, il est possible d'implémenter un modèle hydrologique réparti, tel que le système WATFLOOD.

Dans les modèles plus simples (modèles stochastiques et conceptuels), il est possible de développer un algorithme mathématique pour la prévision des écoulements. Même si des modèles hydrologiques peuvent être utilisés avec uniquement des mesures de précipitations, un modèle de prévision des précipitations peut permettre de gagner beaucoup de temps dans l'alerte des opérateurs.

6.3.3. L'interface de dialogue

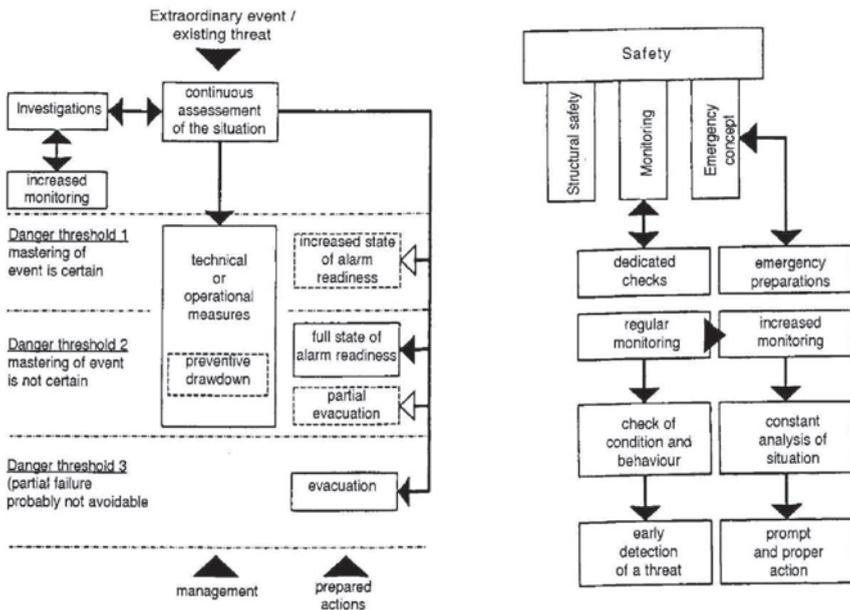


Fig. 13
Schéma d'un système de support à la décision (Biedermann, 1997)

Two kinds of models should be used in concordance:

- A rainfall forecast model.
- A hydrological simulation model. A rainfall-runoff model will transform the excess rainfall into runoff, and a channel routing model will compute the hydrograph in the point of interest.

The rainfall forecast model could be a pure stochastic model or a physically based model. In some cases, for example the F2P2 system, the evaluation of the threats is only made with the rainfall forecast without the simulation model.

There are different solutions to the hydrological simulation model. The use of a stochastic model has the main advantage of the speed of computations. The lumped conceptual models are usually more accurate than the stochastic models, but they require some kind of hydrological information. This is the case of the ALERT system, which uses the well-known Sacramento model. With a large amount of geographical information, it is possible to implement a distributed physically based model, as in the WATFLOOD system.

In the simpler models (stochastic and conceptual models), it is possible to develop a mathematical algorithm to flow forecasting. Even if hydrological models can be used with measurements of precipitations only, a rainfall forecast model can permit to gain much time in alerting operators.

6.3.3. Dialogue interface

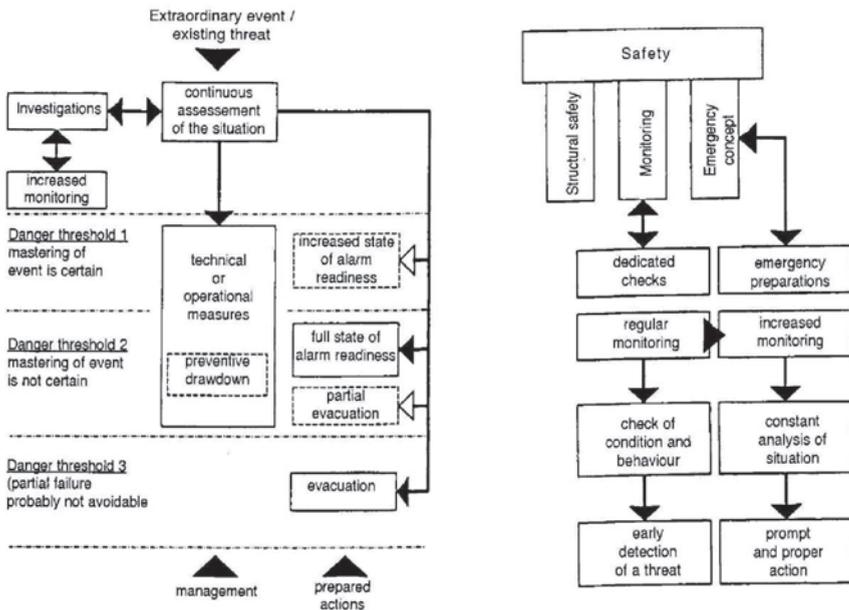


Fig. 13
Scheme of Decision Support System (Biedermann, 1997)

L'interface de dialogue doit être le lien entre la machine et l'opérateur. Dans un environnement où l'information est trop abondante et où la décision basée sur cette information doit être prise en un court laps de temps, la façon dont l'information est présentée à l'opérateur est cruciale. Les écrans graphiques et une interface à menus sont les meilleures solutions à ce problème.

6.4. TEMPS DE DEVANCEMENT

Le temps de devancement est le temps entre la prévision d'un événement et l'événement en lui-même. Il s'agit également du temps de déplacement de la crue du barrage jusqu'à la population menacée. Dans les situations de crue, il sera important de disposer de suffisamment de temps d'avance afin de prendre les mesures nécessaires. Le temps de devancement peut être introduit par :

- La prévision des précipitations.
- La différence entre le temps de réponse du bassin et le temps calculé par le modèle de simulation hydrologique.
- La prévision de l'écoulement.

Malheureusement, en raison de la « mémoire courte » statistique de la précipitation, la prévision n'est possible que dans un laps de temps de quelques heures. Si nous augmentons le temps de devancement, la précision de la prévision diminuera. Le point d'équilibre dépend d'une part des caractéristiques de l'orage et du bassin et d'autre part des caractéristiques du système que nous voulons protéger.

6.5. TAILLE DU BASSIN

La taille du bassin déterminera le type de données nécessaires pour le système. Pour des petits bassins, des modèles simples seront utilisés, avec une demande réduite de données. En raison de la réponse rapide, on utilisera des modèles rapides.

Toutefois, pour un grand bassin, il peut être intéressant de le diviser en sous-systèmes plus petits qui peuvent être complètement autosuffisants. Le centre compile toutes les informations et peut réaliser des prévisions plus complexes, mais l'autosuffisance des sous-systèmes est une garantie de la fiabilité du système en cas d'une défaillance dans les communications ailleurs dans le système.

6.6. L'UTILISATION DE SYSTEMES EXPERTS

La prise de décision sous incertitude est considérée comme étant un des attributs de l'intelligence humaine. Lorsqu'un processus de risque devient catastrophique, rien d'autre ne peut être fait que de trouver un décideur et d'accepter sa décision. L'argument est simple : aucune expérience n'a été recueillie par le passé et nous devons croire en l'aptitude personnelle du décideur pour faire face à ces situations.

Tous les systèmes d'alerte de crue sont hautement dépendants de l'expert humain qui l'utilise. Un Système Expert est un modèle informatique, qui peut

The dialogue interface has to be a link between the machine and the operator. In an environment where the amount of information is too high, and the decision based on that information must be taken in a short period of time, the way the information is presented to the operator is crucial. The graphic displays and a menu-driven interface are the best solutions to this problem.

6.4. LEAD-TIME

The lead-time is the time between the forecast of an event and the event itself. It is also the travel time of the flood from the dam to the population at risk. In flood situations, it will be important to have enough time in advance in order to take the necessary measures. The lead-time can be introduced by:

- The rainfall forecast.
- The difference between the time of response of the watershed and the computational time of the hydrological simulation model.
- The flow forecast.

Unfortunately, due to the statistically "short memory" of the rainfall, the rainfall forecast only can be possible in the range of few hours. If we increase the lead-time, the precision of the forecast will decrease. The equilibrium point depends in one hand on the characteristics of the storm and basin, and in other hand on the characteristics of the system, we want to protect.

6.5. SIZE OF THE WATERSHED

The size of the watershed will determine the kind of necessary data for the system. For small basins, simple models will be used with small data requirement. Due to the fast response, fast models will be used.

However, for large watershed it can be interesting to divide also into smaller subsystems that can be completely auto sufficient. The center compile all the information and can do more complex forecasts but the auto sufficiency of the subsystems is a guarantee for the reliability of the system in case of a failure in the communications or other part of the system.

6.6. THE USE OF EXPERT SYSTEMS

Decision-making under uncertainty is considered to be one of the attributes of human intelligence. When a risk process becomes catastrophic, nothing else can be done but to find a decision-maker and accept his decision. The argument is easy: there is not experience gathered in the past and we must believe in the personal ability of the decision maker to deal with such situations.

All the Flood Warning Systems are heavily dependent on the human expert who uses the system. An Expert System is a computer-based model, which can

reproduire le processus par déduction de l'expert lors de la recherche d'une solution. Ce processus de déduction implique l'expérience de l'expert, le raisonnement causal (souvent inconscient), la simulation qualitative et la sélection de la solution.

Dans un système de prévision et de contrôle de crue, un Module Expert peut aider à l'intégration de tous les sous-systèmes pour un DSS.

Les tâches d'un Module Expert pourraient être les suivantes :

6.6.1. La vérification de l'acquisition de données

Si le système est complexe, il est possible de devoir traiter une grande quantité de données physiques quantitatives. Ces données qui peuvent être entrées dans le système doivent être vérifiées pour déterminer leur cohérence et leur fiabilité et être fusionnées avec des données qualitatives avant d'être introduites dans le modèle de simulation.

6.6.2. Divergences de simulation et de prévision

Il y aura manifestement des différences entre les trajectoires observées et prévues des niveaux et des débits de la rivière. Ces divergences doivent être interprétées correctement, en particulier lorsque le modèle fonctionne au-delà de la plage des situations vécues précédemment. À partir de cette interprétation, l'expert (ou le Module Expert) doit modifier le modèle.

6.6.3. Décision face au danger

Face à une prévision de crue, il y a lieu de prendre des décisions concernant les actions à entreprendre en réponse à la prévision. En raison des erreurs sur les données et de l'imperfection du modèle de prévision, il faut prendre des décisions sous incertitude.

Étant donné qu'il est impossible d'être sûr que tous les types d'événements aient été intégrés dans le S.E., le S.E. ne devrait pas être utilisé en l'absence d'un quelconque « sous-expert » qui pourrait identifier des décisions inadéquates.

6.6.4. Exemple : Système de prévision hydrologique en temps réel

La prévision hydrologique est la première estimation des états futurs de phénomènes hydrologiques en temps réel. Elle comprend des activités techniques associées à des sujets hydrologiques et non hydrologiques, tels que la conception de réseau, le traitement de données, l'analyse hydrologique et la synthèse (modélisation), les techniques de relevé à distance, les télécommunications, l'utilisation opérationnelle d'ordinateurs, etc. De ce fait, le sujet de la prévision hydrologique ne doit pas être considéré comme une technique hydrologique particulière, mais comme une activité économique utilisant de nombreux développements technologiques, hydrologiques et non hydrologiques.

Une bonne gestion de la plaine d'inondation, qui prévoit la prévision des crues, peut réduire les impacts négatifs tout en augmentant les avantages. De plus, la

reproduce the inference process of the expert in searching a solution. This inference process involves the experience of the expert, the causal reasoning (often subconscious), qualitative simulation and the selection of the solution.

In a Flood Forecasting and Control System, an Expert Module can help in integrating all the subsystems described for a DSS.

The tasks of an Expert module could be the following ones:

6.6.1. Data Acquisition Checking

If the system is complex, it is possible to deal with a huge amount of quantitative physical data. This data that can be put into the system need to be checked for consistency and reliability and merged with qualitative data before being fed to the simulation model.

6.6.2. Simulation and Forecasting Divergences

Obviously, there will be differences between the observed and forecasted trajectories of the river levels and discharges. These divergences need to be correctly interpreted, especially when the model is operating beyond the range of previously experienced situations. From that interpretation the expert (or the Expert Module) must modify the model.

6.6.3. Decision-Making Hazard Response

Given a flood forecast, decisions have to be made concerning the actions to be taken in response to the forecast. Due to the errors on the data and the imperfection of the forecasting model, the decisions must be taken under uncertainty.

As it is impossible to be sure that all type of events have been integrated in the E.S., the E.S. should not be used in absence of any "sub-expert" that could identify inadequate decisions of E.S.

6.6.4. Example: forecasting real time hydrological system

Hydrological forecasting is the prior estimate of future states of hydrological phenomena in real time. It comprises technical activities connected with hydrological and non hydrological subjects, such as network design, data processing, hydrological analysis and synthesis (modeling), remote sensing techniques, telecommunications, operational use of computers, etc. In view of this, the subject of hydrological forecasting should not be viewed as one particular hydrological technique, but as an economic activity using many technological developments, both hydrological and non hydrological.

Proper flood plain management, which foresees flood forecasting, can reduce the negative impacts while increasing the benefits. Furthermore, flood forecasting as

prévision des crues comme moyen d'une réduction des dégâts des crues présente un autre avantage subtil par rapport aux procédés structurels de contrôle des crues. Sugawara (1974) a mis en évidence le fait que les réservoirs de contrôle des crues sont efficaces pour des crues de petite et moyenne dimension, mais ne présentent que peu de valeur pour le contrôle d'événements importants, très peu fréquents.

Un système FORTH orienté sur les crues servant à des opérations de prévention de désastres bien établis devrait, dans la plupart des cas, être plus efficace dans l'atténuation des effets des crues majeures que ne le seraient des mesures structurelles.

6.6.4.1. *Classification des prévisions*

Les prévisions hydrologiques peuvent être classées principalement selon trois caractéristiques mutuellement interdépendantes :

- a) La variable de prévision ;
- b) Le but de la prévision ;
- c) Le temps de devancement, également appelé période de prévision ou de pré-alerte.

En fonction de la période de prévision, WMO reconnaît quatre types de prévisions (WMO, 1983) :

- Prévision hydrologique courte : la prévision de la valeur future d'un élément du régime d'une masse d'eau pour une période se terminant deux jours à partir de l'émission de la prévision.
- La prévision hydrologique à moyen terme (étendue) : la prévision de la valeur future d'un élément du régime d'une masse d'eau pour une période se terminant entre deux et dix jours à partir de l'émission de la prévision.
- Prévision hydrologique à long terme : la prévision de la valeur future d'un élément du régime d'une masse d'eau pour une période s'étendant au-delà de dix jours à partir de l'émission de la prévision.
- Prévision hydrologique saisonnière : la prévision de la valeur future d'un élément du régime d'une masse d'eau pour une saison (couvrant une période de plusieurs mois ou plus).

6.6.4.2. *Relation entre les prévisions météorologiques et hydrologiques et services compétents*

Une connaissance antérieure des conditions météorologiques augmente l'étendue et l'efficacité de la prévision hydrologique, allonge la validité de ces prévisions et augmente leur précision et fiabilité. Des prévisions de précipitations quantitatives (quantitative precipitation forecasts - QPF) et d'autres prévisions météorologiques (conditions de température, de vent et de neige) constituent une entrée importante et essentielle dans les procédures et procédés présents et futurs des prévisions hydrologiques. En considérant la tendance actuelle à utiliser des modèles de précipitations/ruissellements pour simuler la réponse de captage à des entrées de précipitation, toutes les améliorations des prévisions hydrologiques pour

a mean of flood damage reduction, has another subtler advantage over structural methods of flood control. Sugawara (1974) has pointed out that flood control reservoirs are effective for small and medium sized floods but are of little value for the control of large, very infrequent events.

A flood oriented FORTH system serving well established disaster prevention operations should, in most cases, prove more efficient in mitigating the effects of major floods than would structural measures.

6.6.4.1. Classification of forecasts

Hydrological forecasts can be classified mainly by three, mutually interdependent, characteristics:

- a) The forecasted variable;
- b) The forecast purpose;
- c) The lead-time also known as forecasting or forewarning period.

According to the forecasting period, WMO recognizes four types of forecasts (WMO, 1983):

- Short hydrological forecast: Forecast of the future value of an element of the regime of a water body for a period ending up to two days from the issue of the forecast.
- Medium term (extended) hydrological forecast: Forecast of the future value of an element of the regime of a water body for a period ending between two and ten days from the issue of the forecast.
- Long term hydrological forecast: Forecast of the future value of an element of the regime of a water body for a period extending beyond ten days from the issue of the forecast.
- Seasonal hydrological forecast: Forecast of the future value of an element of the regime of a water body for a season (usually covering a period of several months or more).

6.6.4.2. Relationship of meteorological and hydrological forecasts and relevant services

Prior knowledge of the meteorological conditions increases the scope and efficiency of hydrological forecasting, lengthens the validity of such forecasts and increases their accuracy and reliability. Quantitative precipitation forecasts (QPF) and other meteorological forecasts (temperature, wind, and snow conditions) constitute an important and essential input to the present and future procedures and methods of hydrological forecasting. Considering the present trend in making use of rainfall/ runoff models to simulate the catchment response to precipitation inputs, any improvements in timeliness of hydrological forecasting for any but the very large rivers will hinge chiefly on progress made in rainfall forecasting. The input to

toutes les rivières, surtout les grandes, dépendront principalement des progrès réalisés dans ce domaine. L'entrée dans ces modèles, soit la quantité de précipitations pendant un laps de temps donné, est normalement obtenue à partir des observations actuelles et pour la plupart des rivières, soit la prévision de crues par un modèle basé sur cette entrée ne se situe qu'à quelques heures avant l'événement réel. Par conséquent, l'alerte aux résidents dans la plaine d'inondation et les mesures correctives consécutives pour leur protection sont soumises à une forte contrainte temporelle dans leur exécution. La variante qui consiste à entreprendre une action corrective dans l'hypothèse d'une crue sur base uniquement des prévisions de précipitations qualitatives peut aboutir à des dépenses importantes à long terme, étant donné qu'un grand nombre de ces actions s'avéreront injustifiées *a posteriori*.

6.6.4.3. Composants d'un système FORTH

- Un système FORTH concret dépend de nombreuses conditions qui, en plus de celles de nature technique et de l'environnement naturel (bassin et rivière), comprennent des structures sociales et administratives spécifiques du pays. Pour cette raison, une description générale de la topologie et du fonctionnement des composants d'un système FORTH ne peut inclure que les sous-systèmes qui sont indispensables pour le système en général. Ces sous-systèmes sont :
 - La collecte de données historiques et en temps réel.
 - La transmission de données.
 - Le traitement et le stockage des données (fichiers de la base ou de la banque de données).
 - Procédure de prévision (modélisation) dans le mode développement et opérationnel.
 - Services de diffusion de la prévision.
 - Évaluation et mise à jour des prévisions.

Les différents sous-systèmes et leur interdépendance sont illustrés par l'organigramme dans la Fig. 14. Le choix d'un sous-système particulier dépend non seulement des conditions mentionnées ci-dessus, mais également d'autres sous-systèmes, qui, dans de nombreux cas, existent déjà. Ceci est en particulier le cas avec les sous-systèmes de collecte de données, car les données historiques devront être récoltées à partir d'un réseau existant, généralement déjà depuis un certain temps avant l'entrée en application du système FORTH actuel. De manière similaire, un relevé institutionnel (par exemple le statut légal d'une agence gouvernementale responsable des prévisions) existe normalement, en particulier dans les pays sujets à des risques réguliers associés à l'hydrologie (crues et sécheresses). L'introduction de nouveaux sous-systèmes de FORTH doit prendre en considération les relevés qui existent. Les différents sous-systèmes et leur action dans le système FORTH, interdépendants en espace et temps sont illustrés par l'organigramme de la Fig. 14.

- Sur l'échelle de temps de la Fig. 15 et sur l'échelle parallèle du bassin, on a indiqué les zones de prévision, les bassins élémentaires, les temps moyens de concentration, calculés et moyennés à partir d'hydrogrammes d'un grand nombre de rivières dans les bassins européens, aux USA, en Amérique latine et en Asie. Ils correspondent au temps nécessaire à partir du début de

these models, usually the rainfall quantity during a given time period, is normally obtained from the actual observations and for most rivers the flood forecast from the model based on this input is but a few hours ahead of the actual event. Therefore, the alert of flood-plain residents and subsequent remedial measures for their protection are under a severe time constraint in their execution. The alternative of taking remedial action under the assumption of flooding on the basis of only qualitative rainfall forecasts may result in large expenses in the long run, since many of these actions will prove unjustified *a posteriori*.

6.6.4.3. Components of a FORTH system

- A concrete FORTH system depends on many conditions which, in addition to those of a technical nature and the natural environment (basin and river), include social and administrative structures of the specific country. For this reason, a general description of the design and operation of the components of a FORTH system can include only those subsystems, which are indispensable for the system in general. These sub-systems are:
 - Historical and real time data collection.
 - Data transmission.
 - Data processing and storage (files of the data base or data bank).
 - Forecasting procedure (modeling) in development and operational mode.
 - Forecast dissemination services.
 - Forecast evaluation and updating.

The different sub-systems and their interdependence are illustrated by the flow-chart in Fig. 14. The selection of any particular sub-system is dependent not only on the conditions mentioned above but also on the other sub systems, which in many cases may already exist. This is particularly the case with the data collection sub systems, because the historical data will have to be collected from an existing network, generally some time before the actual FORTH system is put into operation. Similarly, an institutional set up (for example legal status of a government agency responsible for forecasting) normally exists particularly in countries subject to regularly occurring, hydrology related hazards (floods and droughts) and the introduction of new subsystems of FORTH has to take into consideration the existing setup. The different sub systems and their action in the FORTH system as time space interdependent are illustrated in Fig. 14.

- On the time scale of Fig. 15 and on the parallel scale of basin areas of forecast, elementary basins, average times of concentration are indicated, calculated and averaged from hydrographs of many rivers in basins of Europe, USA, Latin America and Asia, corresponding to the time necessary from the beginning of the runoff producing event to the culmination of a

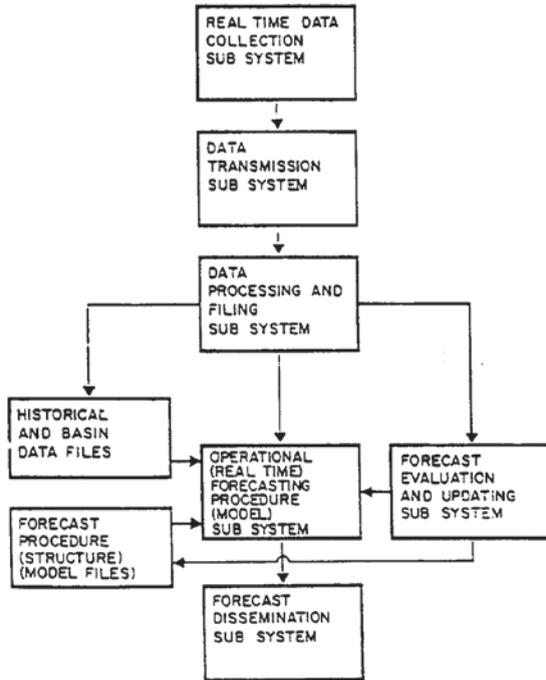


Fig. 14
Sous-systèmes FORTH

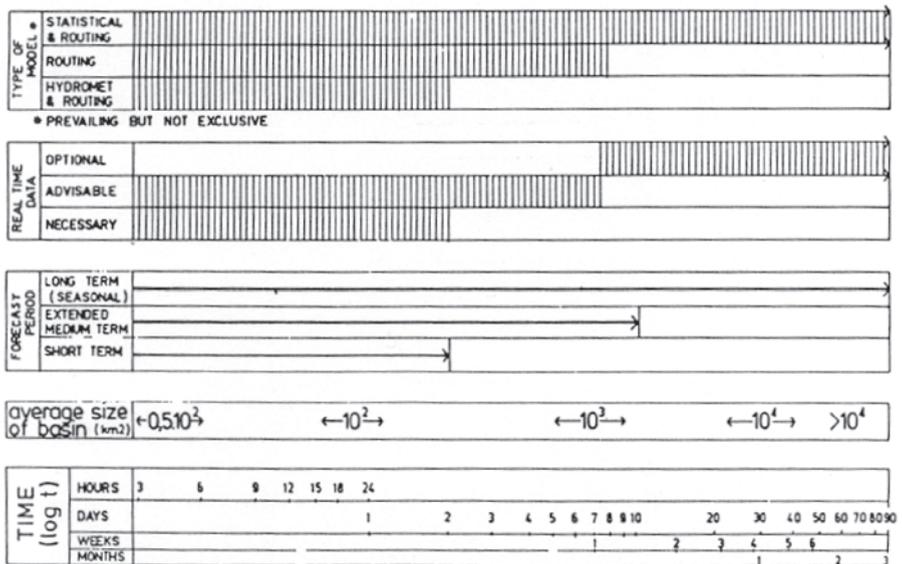


Fig. 15
Interdépendance espace-temps des sous-systèmes FORTH

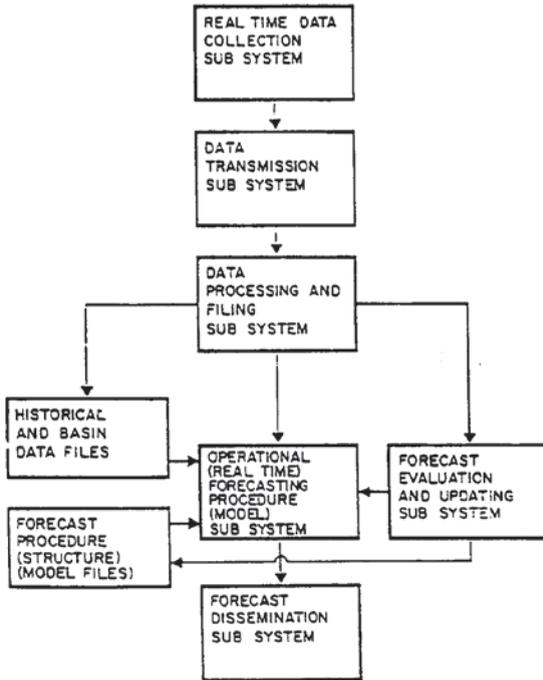


Fig. 14
FORTH subsystems

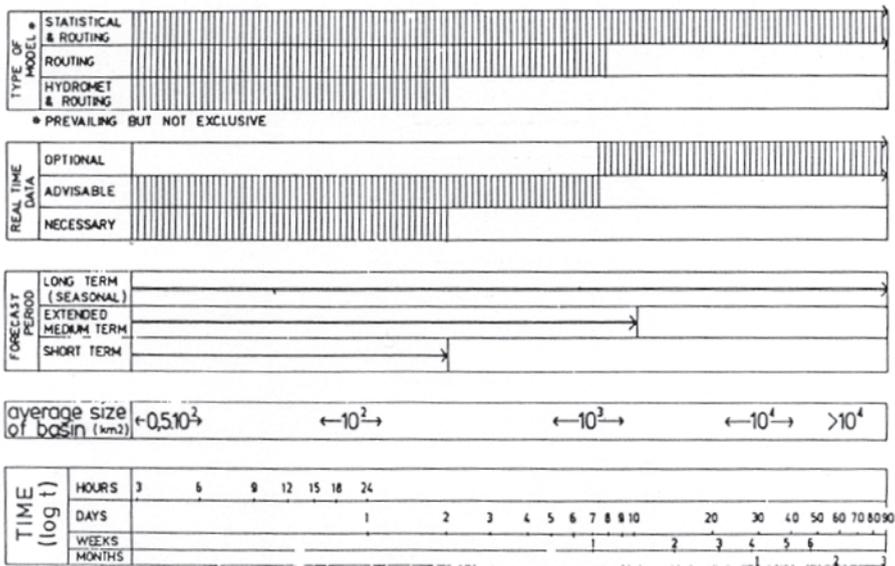


Fig. 15
Time-space interdependency of FORTH subsystems

l'événement produisant un ruissellement jusqu'à la culmination d'une onde de crue (débit maximal). Il découle de la Fig. 15 que les sous-systèmes FORTH de collecte d'anciennes données, de transmission et de traitement de données, seront extrêmement importants dans les bassins élémentaires jusqu'à 1 000 km² et, dans les plus grands bassins, uniquement là où les prévisions sont basées sur la composition d'hydrogrammes de bassins élémentaires allant jusqu'à 1 000-3 000 km² par différentes techniques, principalement le routage. Ceci sera particulièrement utile pour des bassins dans lesquels des prévisions sont nécessaires en différents points d'écoulement (points de prévision) dans le bassin. Dans les bassins plus grands que 10 000 km² où des prévisions ne sont exigées que dans les parties inférieures du bassin et sont produites par des modèles de paramètres en blocs, le sous-système de collecte de données, bien qu'il soit important, n'exige pas nécessairement une transmission des données en temps réel, en particulier si la prévision est produite pour le routage de vagues de crue d'amont en aval.

6.7. CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET RECOMMANDATIONS

Le choix d'un modèle pour une situation de prévision spécifique devrait être guidé par les critères suivants :

- Les buts et avantages généraux et spécifiques de la prévision (par exemple hydrogramme continu des débits, crues, qualité de l'eau, gestion des ressources d'eau, etc.).
- Les caractéristiques climatiques et physiographiques du bassin.
- La longueur des enregistrements des différents types de données à l'entrée.
- La qualité du champ de données, en temps et en espace.
- La disponibilité et la taille des ordinateurs, pour le développement et l'exploitation du modèle, ainsi que l'utilisation éventuelle du modèle par du personnel de prévision relativement inexpérimenté.
- Le besoin éventuel de transposer des paramètres du modèle de petits bassins vers des bassins plus grands, habituellement en aval, là où des données suffisantes pour le développement ne sont pas disponibles et l'application éventuelle des modèles à des systèmes de rivière plus grands avec une interférence humaine importante (structures réalisées par l'homme).
- L'aptitude du modèle à être mis à jour de manière appropriée sur base des conditions hydrométéorologiques actuelles.

6.8. ANALYSE DE BÉNÉFICE ET DE COÛT DES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

La détermination d'un rapport bénéfice-coût réaliste peut être posée simplement par :

- a. l'évaluation des conséquences économiques de la présence de l'homme dans le bassin de la rivière sans un quelconque service de prévision ;

flood wave (maximum flow). From Fig. 15, it is evident that past data collection, transmission and processing FORTH sub-systems will be most important in elementary basins up to 1000 km² and, in larger ones, only where forecasts are based on composition of hydrographs from elementary basins of up to 1000-3000 km² by different techniques, mainly routing. This will be necessary in particular for basins in which forecasts are required in different flow-points (forecasting points) across the basin. In cases of basins larger than 10 000 km² where forecasts are required only on the lower reaches of the basin and are produced by lumped parameter models, the data collection subsystem, although important, does not necessarily require real time data transmission, particularly if the forecast is produced by routing of flood waves from upstream to downstream.

6.7. GENERAL CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The selection of a model for a specific forecasting situation should be guided by the following criteria:

- General and specific purpose and benefits of the forecast (e.g., continuous hydrograph of discharges, floods, water quality, water resources management, etc.).
- Climatic and physiographic characteristics of the basin.
- Length of record of the various types of input data.
- Quality of data field, both in time and space.
- The availability and size of computers, for both development and operation of the model, as well as the possible use of the model by relatively non expert hydrological forecasting personnel.
- The possible need for transposing model parameters from smaller catchments to larger catchments, usually downstream where sufficient data for development are not available and the possible application of models to larger river systems with important human interference (man made structures).
- The ability of the model to be conveniently updated on the basis of current hydro-meteorological conditions.

6.8. BENEFIT AND COST ANALYSIS OF HYDROLOGICAL FORECASTS

The determination of a realistic benefit cost ratio may be stated simply as:

- a. evaluate the economic consequences of man's presence in the river basin without any forecasting service;

- b. l'évaluation des mêmes conséquences économiques de la présence de l'homme lorsqu'un service de prévision est fourni ;
- c. sur base des étapes (a) et (b), l'évaluation des bénéfices par rapport aux coûts d'un service de prévisions, en tenant compte de la fiabilité de l'analyse hydrologique.

Des difficultés dans l'évaluation des bénéfices et coûts intangibles, en particulier ceux associés à une perte potentielle de vies humaines, continuent à empêcher leur inclusion. Toutefois, dans des études de cas réalisées pour déterminer le rapport bénéfice-coût pour la prévision des crues, les résultats ont montré un gain écrasant du bénéfice par rapport au coût.

6.9. RÉFÉRENCES

- BIEDERMANN, R. (1997). "Dam safety", Special issue to the Int. Congress on Large Dams 1997 in Florence of the periodical "wasser, energie, luft - eau, energie, air" (89), Nr. 3/4, pp. 54-72.
- KITANIDIS, P. R., AND BRAS, R. L. (1980). "Real-Time Forecasting with a Conceptual Hydrologic Model, 2: Application and Results", *Water Resources Research*, Vol. 16, No. 6, pp. 1034-1044.
- LIHUA XIONG & KIERAN M. O'CONNOR (2002). Comparison of four updating models for real-time river flow forecasting *Hydrological Sciences* 47(4), pp. 621-639.
- LUCHETTA, A., MANETTI, S. (2003), A real time hydrological forecasting system using a fuzzy clustering approach *Computers & Geosciences*, V. 29, iss. 9, p. 1111-1117.
- NALBANTIS I. (2000). Real-time flood forecasting with the use of inadequate data *Hydrological sciences journal*, Vol. 45, No. 2, pp. 269-284.
- SUGAWARA, M. (1974). *Flood Plain Development Manual*, New South Wales, Sydney, Australia.
- SUGAWARA, M., *et al.* (1974). "Tank model and its applications to Bird Creek, Wollombi Brook, Bikin River, Kitsu River, Sanga River and Nam Mune". Research Note, National Research Center for Disaster Prevention, No. 11, Kyoto, Japan, 1-64.
- SWISS COMMITTEE ON DAMS (2003). "Method and analysis for the prediction and the verification of dam behavior", Special issue to the Int. Congress on Large Dams 2003 in Montreal of the periodical "wasser, energie, luft - eau, energie, air" (95), Nr. 3/4, pp. 73-110.
- W. M. O. (1983). *Guide to hydrological practice*, Vol. II : Analysis, Forecasting and others applications, WMO-n° 168, Geneva.

- b. evaluate the same economic consequences of man's presence when a forecast service is provided;
- c. on the basis of steps (a) and (b), evaluate the benefits versus costs of a forecasting service, taking into account the reliability of the hydrological analysis.

Difficulties in evaluating intangible benefits and costs, especially those associated with the potential loss of life, continue to prevent their inclusion. However, in case studies undertaken to determine the benefit cost ratio for flood forecasting, the results have shown an overwhelming margin of benefit over cost.

6.9. REFERENCES

- BIEDERMANN, R. (1997). "Dam safety", Special issue to the Int. Congress on Large Dams 1997 in Florence of the periodical "wasser, energie, luft - eau, energie, air" (89), Nr. 3/4, pp. 54-72.
- KITANIDIS, P. R., AND BRAS, R. L. (1980). "Real-Time Forecasting with a Conceptual Hydrologic Model, 2: Application and Results," *Water Resources Research*, Vol. 16, No. 6, pp. 1034-1044.
- LIHUA XIONG & KIERAN M. O'CONNOR (2002). Comparison of four updating models for real-time river flow forecasting *Hydrological Sciences* 47(4), pp. 621-639.
- LUCHETTA, A., MANETTI, S. (2003). A real time hydrological forecasting system using a fuzzy clustering approach *Computers & Geosciences*, V. 29, iss. 9, p. 1111-1117.
- NALBANTIS I. (2000). Real-time flood forecasting with the use of inadequate data *Hydrological sciences journal*, Vol. 45, No. 2, pp. 269-284.
- SUGAWARA, M. (1974). *Flood Plain Development Manual*, New South Wales, Sydney, Australia.
- SUGAWARA, M., *et al.* (1974). "Tank model and its applications to Bird Creek, Wollombi Brook, Bikin River, Kitsu River, Sanga River and Nam Mune", Research Note, National Research Center for Disaster Prevention, No. 11, Kyoto, Japan, 1-64.
- SWISS COMMITTEE ON DAMS (2003). "Method and analysis for the prediction and the verification of dam behavior", Special issue to the Int. Congress on Large Dams 2003 in Montreal of the periodical "wasser, energie, luft - eau, energie, air" (95), Nr. 3/4, pp. 73-110.
- W. M. O., 1983, *Guide to hydrological practice*, Vol. II : Analysis, Forecasting and others applications, WMO-n° 168, Geneva.

7. ÉTUDES DE CAS : QUELQUES EXPÉRIENCES SUR LE PASSAGE EN SÉCURITÉ DE CRUES EXTRÊMES EN CHINE

7.1. INTRODUCTION

Une crue extrême s'est produite dans le bassin de la rivière Huaihe en 1975, qui a provoqué plusieurs ruptures de barrage et des crues catastrophiques (Office of State Flood and Drought Relief Headquarter, 1997, Liu & al., 1993, Niu, 1998). Il existe quelques autres exemples de dégâts d'évacuateurs sous l'action des crues importantes au cours des cinquante dernières années.

7.2. INCIDENTS SUR LES ÉVACUATEURS

7.2.1. « Crue 75-8 » et désastres

7.2.1.1. « Crue 75-8 » dans le bassin de la rivière Huai

L'orage extrêmement violent qui a battu le record historique dans cette zone, est survenu dans les rivières Hongruhe et Shayinghe en amont du bassin de la rivière Huaihe, et de la rivière Tangbaihe en amont du bassin du fleuve Yangtze au mois d'août 1975, et est usuellement appelé « crue 75-8 » en Chine.

Les précipitations ont duré cinq jours, du 4 au 8 août dans la province de Henan et elles ont couvert une zone de 8 200 km² avec des précipitations totales de plus de 600 mm et 43 000 km² avec des précipitations totales de 200 mm. L'orage comportait trois centres de pluies torrentielles, la section de Linzhuang près du réservoir Banqiao avec des précipitations totales de 1 631,1 mm, la section de Youfangshan en amont du réservoir de Shimantan avec des précipitations totales de 1 411,1 mm et la section de Guolin en amont de la rivière Ganjiang avec des précipitations totales de 1 517,0 mm. Les précipitations dans la section de Linzhuang ont atteint 830 mm en 6 heures.

7.2.1.2. Barrages rompus par la crue 75-8

Cette crue a provoqué la rupture de deux barrages de grande taille, les barrages de Banqiao et de Shimantan.

Le réservoir de Banqiao était localisé dans la province de Henan en amont de la rivière Ruhe, au centre de la Chine et avait été construit en 1956 avec un stockage total de 492 millions de m³. Le but principal du projet était le contrôle des crues et l'irrigation. Il s'agissait d'un barrage en terre et la longueur de la crête était de 2 020 m, la hauteur maximale du barrage était de 24,5 m. Il y avait 4 évacuateurs de surface avec une largeur utile de 10 m pour chacun et un débit maximum d'évacuation de 450 m³/s. Il y avait un évacuateur auxiliaire avec une largeur utile de 300 m et un débit maximum d'évacuation de 1 160 m³/s.

7. CASES STUDIES: SOME EXPERIENCES ON SAFE PASSAGE OF EXTREME FLOOD IN CHINA

7.1. INTRODUCTION

An extreme flood happened in Huaihe River Basin in 1975, which caused several dambreaks and catastrophic flood disasters (Office of State Flood and Drought Relief Headquarter, 1997, Liu & *al.*, 1993, Niu, 1998). There are some other examples of damages on spillway by large floods during the past fifty years.

7.2. INCIDENTS ON SPILLWAYS

7.2.1. “75-8 flood” and disasters

7.2.1.1. “75-8 flood” in Huai River Basin

The extreme heavy rainstorm, which has broken the historical record in that area, happened in the Hongruhe, Shayinghe River Systems upstream of Huaihe River Basin, and Tangbaihe upstream of Yangze River Basin in the August of 1975, that is usually called “75-8 flood” in China.

The rainfall lasted five days from August 4 to 8 in Henan Province, and it covered the area of 8 200 km² with total precipitation over 600 mm and 43 000 km² with total precipitation over 200 mm. There were three rainstorm centers, which were Linzhuang Station near the Banqiao Reservoir with the total precipitation of 1 631.1 mm, Youfangshan Station upstream of Shimantan Reservoir with the total precipitation of 1 411.1 mm and Guolin Station upstream of Ganjiang River with the total precipitation of 1 517.0 mm. The precipitation in Linzhuang Station reached to 830 mm within 6 hours.

7.2.1.2. Dams broken by 75-8 flood

That flood caused two large size dams to break, which were Banqiao Dam and Shimantan Dam.

Banqiao Reservoir was located on the upstream of Ruhe River in Henan Province, central part of China, and built in 1956 with a total storage of 492 millions m³. The main purposes of the project were the flood control and irrigation. It was an earthfill dam and the length of crest was 2 020 m and maximum dam height of 24.5 m. There were 4 surface spillways with the net width of 10 m in each and maximum discharge flow of 450 m³/s. There was an auxiliary spillway with the width of 300 m and maximum discharge flow of 1 160 m³/s.

Le réservoir de Shimantan était localisé en amont de la rivière Gunhe et avait été construit en 1952 avec un stockage total de 92 millions de m³. Il s'agissait également d'un barrage en terre et la longueur de la crête était de 500 m. La hauteur maximale du barrage était de 25 m. Le projet avait été principalement construit pour le contrôle des crues et l'irrigation.

Le débit maximal de la rivière Ruhe le 7 août entrant dans le réservoir Banqiao était de 13 000 m³/s. Le niveau d'eau a atteint la crête du barrage bien que toutes les vannes des aménagements d'évacuation fussent ouvertes. Le barrage s'est rompu à 1 h 00 le 8 août avec un débit maximal de 78 800 m³/s et a créé une vague d'une hauteur de 5 m à 9 m. Ce débit a progressé vers l'aval à une vitesse de 6 m/s et le volume total de la crue était de 710 millions de m³ en 6 heures. La largeur de l'écoulement de surface à proximité du Suicidant County était de 10 km. L'évacuation estimée de la crue pourrait être de 53 400 m³/s avec une vague d'une hauteur d'environ 4,5 m dans la zone de plaine en aval.

Le barrage de Shimantan s'est également rompu suite à cette crue extrême, le temps pour restituer la crue via l'évacuateur étant insuffisant. Le niveau de l'eau était supérieur de 0,35 m à la crête du mur de batillage et le barrage s'est rompu à 0 h 30 le 8 août. L'évacuation maximale de la crue était de 30 000 m³/s. Le réservoir a été vidé en seulement 5,5 heures et a restitué une crue d'un volume de 167 millions de m³.



Fig. 16
Barrage Banqiao (Rivière Ruhe, Chine) après la rupture

Les crues se sont écoulées de la rivière Honghe et de la rivière Ruhe, se sont réunies dans la section de Bantai et le niveau de l'eau a commencé à augmenter de 9 mètres en un jour le 5 août.

Shimantan Reservoir was located on the upstream of Gunhe River and built in 1952 with a total storage of 92 millions m^3 . It was an earthfill dam also and the length of crest was 500 m. The maximum dam height was 25 m. The project was mainly built for flood control and irrigation.

The maximum flood inflow in Banqiao Reservoir was 13 000 m^3/s in Ruhe River in August 7. The water level reached the crest of the dam although all the gates of discharge facilities were opened. The dam was broken at the time of 1:00 a.m. in August 8 with the maximum outflow of 78 800 m^3/s and created a flood flow surge with the height of 5 m to 9 m. The flood flow rushed into the downstream of the river with a velocity of 6 m/s and the total flood flow volume of 710 millions m^3 within the 6 hours. The width of surface flow near the Suiping County reached 10 km. The estimated flood discharge might be 53 400 m^3/s with the water depth about 4.5 m in plain area downstream.

The Shimantan Dam was also broken by that extreme flood, as there was not enough time to release the flood through the spillway. The water level was 0.35 m higher than the crest of the tide wall and the dam was broken at the time of 0:30 a.m. in August 8. The maximum flood discharge was 30 000 m^3/s . The reservoir was emptied within only 5.5 hours and released flood with the volume of 167 millions m^3 .



Fig. 16
Banqiao Dam (Ruhe River, China) after the break

The flood flowed from Honghe River and Ruhe River jointed at the Bantai Station and the water level started to rise in August 5 and the water level raised up 9 meters within one day.

7.2.1.3. *Désastres catastrophiques de la « crue 75-8 »*

Un grand nombre de villes et d'habitats, des millions de personnes et des terres arables ont subi des dégâts importants à cause de cette crue extrême faisant plus de dix mille victimes. Les structures de protection ont été fortement endommagées. La crue a également provoqué une perte importante dans l'industrie et les voies de communication par les dégâts au niveau du chemin de fer Beijing-Guozhou sur quelques km ; le transport de passagers a été interrompu pendant plus de deux semaines.

7.2.1.4. *Raisons principales de la rupture du barrage*

Les raisons principales étaient :

- L'importance de l'orage était nettement supérieure au record historique et la norme de la crue nominale basée sur une série hydrologique courte.
- La norme de la crue nominale était faible en raison de cette série hydrologique courte.
- L'interruption du système de communication, le manque de système d'alerte de crue.
- Une régulation inappropriée du réservoir par une augmentation du niveau de l'eau de 1,32 m avant l'orage, ce qui a réduit l'espace disponible pour le contrôle de la crue.
- L'ouverture inadéquate des vannes dans le réservoir Banqiao, les vannes de l'évacuateur principal étaient ouvertes jusqu'au 6 août mais pas totalement du fait de préoccupations d'endommagement du bassin d'amortissement aval.

7.2.1.5. *Reconstruction des deux barrages*

Les deux barrages ont été reconstruits après la « crue 75-8 ». Le barrage de Banqiao a été terminé en 1991 avec un barrage-poids en béton dans la partie centrale de la rivière pour une évacuation de crue et un barrage en terre des deux côtés. Le barrage de Shimantan a été terminé en 1996 par un barrage en RCC et l'axe du nouveau barrage a été déplacé de 90 m vers l'amont. Le PMF a été appliqué comme crue de sécurité.

7.2.2. **Dégâts de l'évacuateur du barrage de Fengman**

Le barrage de Fengman a été construit de 1937 à 1943 et a été rénové de 1951 à 1953. Il s'agissait d'un barrage-poids en béton avec une hauteur maximale de 90,5 m et un stockage de 10,78 milliards de m³. Les évacuateurs de surface ont été adoptés comme évacuation de l'écoulement et des sauts de ski pour la dissipation de l'énergie.

L'évacuateur de surface dans les sections 12# et 13# a été endommagé pendant la crue le 7 août 1986 (Song, 2000). L'évacuation a duré environ une demi-heure et les vannes de deux des évacuateurs étaient fermées, ce qui a réduit la capacité d'évacuation de la crue. La zone totale emportée était de 1 091 m² et le volume total était de 1 917 m³, la fosse présentait une largeur d'environ 22 m, une longueur de 19 m et une profondeur de 2 à 3 m. Les dégâts ont commencé par l'emportement d'une grande plaque de béton et un affouillement local. La fosse était couverte d'une épaisseur de 1 m de béton. Ce béton a été emporté, formant ainsi une grande cavité.

7.2.1.3. Catastrophic disasters by “75-8 flood”

So many cities and counties, millions of people and farmland were suffered the severe damage by this extreme flood and more than ten thousands of victims. The water conservancy structures were damaged seriously. The flood also caused a great loss on the industry and communication by the damage of Beijing-Guozhou Railway with a certain length; it interrupted passenger trains for more than two weeks.

7.2.1.4. Main reasons of dam broken

Main reasons were:

- The heavy rainstorm was greatly over the historical record.
- Low standard of design flood by means of short hydrological series.
- Broken down of the communication system, no flood warning system.
- Improper reservoir regulation by increasing water level of 1.32 m before the rainstorm that reduced the space available for flood control.
- Inadequate opening of the gates in Banqiao Reservoir, the gates of main spillway were opened until August 6 but was not opened totally because worrying to damage still basin downstream.

7.2.1.5. Reconstruction for two dams

The two dams were rebuilt after the “75-8 flood”. The Banqiao dam was finished in 1991 with the concrete gravity dam in the central part of the river for flood discharge and earth fill dam on the two sides. Shimantan was finished in 1996 with the RCC dam and the axis of new dam was moved 90 m upstream. The PMF was applied as the check flood.

7.2.2. Damage of spillway in Fengman Dam

Fengman Dam was built from 1937 to 1943 and rehabilitation from 1951 to 1953. It was concrete gravity dam with a maximum height of 90.5 m and storage of 10.78 billions m³. The surface spillways are adopted as the flow discharge and flip buckets for the energy dissipation.

The surface spillway on the 12# and 13# sections was damaged during the flood discharging in August 7 1986 (Song, 2000). The discharging was lasted only half an hour and gates of these two spillways were closed, that reduced the flood discharging capacity greatly. The total area rushed away was up to 1 091 m² and total volume of 1 917 m³, the pit was about 22 m wide, 19 m long and 2 to 3 m deep. The damage started by rushing a large concrete plate away and then scouring locally. The scour was surrounded by hard shell concrete with a thickness over 1 m. There was loose damaged concrete under the hard shell and rushed away after then and formed a big cavity.

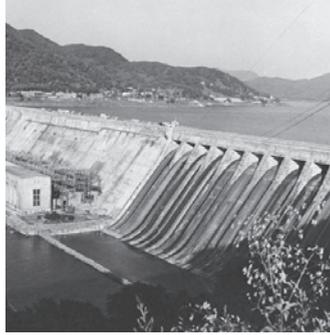


Fig. 17
Barrage Fengman, Rivière Sungari, Chine

Les raisons de ces dégâts importants étaient :

- La mauvaise qualité du béton pendant la construction.
- Un climat froid dans la zone du barrage et un fonctionnement pendant plus de 50 ans. Les problèmes de vieillissement ont été provoqués par les conditions atmosphériques, du gel, des fuites, etc.
- Un écoulement à une vitesse élevée était un autre motif.

7.2.3. Dégâts au bassin d'amortissement dans le projet Wuqiangxi (Pan & al. 2000)

7.2.3.1. Conception de l'évacuateur et dissipation de l'énergie

Le projet Wuqiangxi est un barrage-poids en béton avec une hauteur de barrage de 87,5 m. Neuf évacuateurs dont trois à droite et six à gauche. Cinq vidanges de fond sont disposées au-dessous des six évacuateurs de surface de gauche. Les vannes évasées de la jetée sont appliquées et combinées avec les vidanges centrales et le bassin d'amortissement pour une efficacité élevée de la dissipation d'énergie.



Fig. 18
Barrage et centrale hydroélectrique de Wuqiangxi Chine

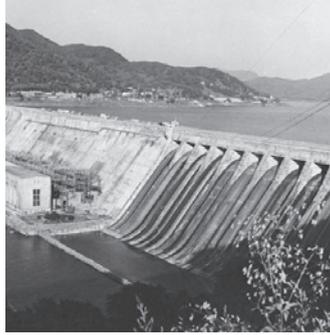


Fig. 17
Fengman Dam, Sungari River, China

The reasons for that severe damage are:

- The bad quality of concrete during the original construction.
- Cold climate in the dam area and more than 50 years of operation. The aging problems were caused by weathering, frozen, leakage and so on.
- High speed flow was another reason.

7.2.3. Damage of stilling basin in Wuqiangxi Project (Pan & al. 2000)

7.2.3.1. Design of spillway and energy dissipation

Wuqiangxi Project is a concrete gravity dam with a dam height of 87.5 m. Nine spillways are divided into the right three and left six. Five bottom outlets are arranged below the left six surface spillways. The flaring pier gates are applied and combined with the middle outlets and stilling basin for a high efficiency of energy dissipation.



Fig. 18
Wuqiangxi Dam and HPP China

7.2.3.2. *Fonctionnement et dégâts dans le bassin de droite*

Le bassin d'amortissement de droite a été terminé en novembre 1991. Des crues importantes sont apparues de 1993 à 1996. Les débits d'évacuation maxima étaient de 26 800 m³/s et de 22 000 m³/s en 1993 et 1994. Deux seuils élevés dans le bassin de droite ont été érodés et environ 100 m² du sol ont été arrachés sur une profondeur de 20 à 55 cm. Des travaux de réparation ont été réalisés après la crue. La crue en 1995 était de 26 800 m³/s mais aucun dégât n'a été trouvé au niveau des fondations.

Des dégâts importants sont survenus en 1996. Le débit maximal était de 40 000 m³/s et l'évacuation de restitution maximale n'était que de 26 400 m³/s afin de protéger la zone en aval, à cause d'une crue simultanée dans le fleuve Yangtze en aval, dont la rivière de la vallée du projet Wuqiangxi est l'affluent principal. Le niveau d'eau du réservoir a atteint la hauteur de 113,26 mètres, soit 5,26 mètres de plus que le niveau de la crue nominale et le niveau d'eau en aval n'était que de 67,0 m, c'est-à-dire 5,89 m au-dessous de la valeur nominale. Le fond a été fortement endommagé et la fondation a été affouillée sur une profondeur de 13 à 36 m.

7.2.3.3. *Raisons des dégâts*

Il y a plusieurs raisons aux dégâts dans le bassin de droite :

- La crue extraordinaire et le mode de fonctionnement non souhaité, au-delà des conditions de sécurité pour le bassin.
- Une partie des vannes n'étaient pas en mesure d'être exploitées pendant la période de construction, ce qui a pour résultat un schéma d'écoulement défavorable et une charge par impulsions importante vers le fond du bassin d'amortissement.
- Il n'y a pas de liaison correcte à l'interface entre les deux couches de béton et la couche supérieure du béton a été construite après un intervalle moyen de 87 jours avec un maximum de 270 jours. Des fissures se sont formées facilement entre les deux couches et ont réduit la stabilité de l'ensemble du fond de la fosse. La vitesse maximum pour éviter l'érosion de la roche de fondation n'est que d'environ 6 m/s et la fosse d'affouillement se développe facilement si le béton présent ne serait-ce que de faibles dégâts.

7.3. CRITÈRES POUR LA CRUE NOMINALE

La révision de la crue nominale a été réalisée deux fois à l'échelle nationale après la crue « 75-8 », en 1978 et 1987. La régulation stricte a été émise en 1976, et imposait que la PMF soit utilisée comme crue de sécurité pour les grands et moyens réservoirs, et quelques petits réservoirs de type I pour assurer la sécurité des barrages (Cf. tableaux 2 et 3). La rupture d'un barrage en terre provoque un désastre en aval, avec pour conséquence que le PMF ou une crue avec une période de retour de dix mille ans seront utilisés comme crue de sécurité pour la structure du premier degré. La crue de sécurité standard peut être supérieure d'un degré pour les structures du deuxième au quatrième degré.

Les critères de contrôle de crue ont ainsi été réellement augmentés pour les barrages, mais un grand nombre de barrages ne pouvaient pas répondre aux exigences de sécurité de barrage par la PFM, ce qui nécessitait un investissement

7.2.3.2. Operation and damage in the right pool

The right stilling basin was finished in November 1991. The large floods were appeared from 1993 to 1996. The maximum discharge flows were 26 800 m³/s and 22 000 m³/s in 1993 and 1994. Two high sills in the right basin were washed away and about 100 m² of floor were torn off with the depth 20 to 55 cm. Some repairing work was done after the flood. The flood in 1995 was 26 800 m³/s but there was no damage found on the floor.

Some severe damage happened in 1996. The maximum inflow was 40 000 m³/s and the maximum releasing discharge was only 26 400 m³/s in order to protect the downstream area, because of a flood at the same time in the downstream Yangtze River, whose river of the Wuqiangxi Project valley is the main tributary. The reservoir water level was forced to increase to the 113.26 meters, 5.26 meters higher than the design flood level, and the downstream water level was only 67.0 m, 5.89 m lower than the design value. The bottom floor was damaged seriously and the foundation was scoured by the depth of 13 to 36 meters.

7.2.3.3. Reasons of damage

There are several reasons on the damage in the right pool:

- The extraordinary flood and undesired operation mode that are beyond the check conditions for the basin.
- A part of gates not able to be operated during the construction period, which results in an unfavorable flow pattern and large pulsating load to the bottom of the stilling basin.
- There is not a good coherence in the interfaces between two layers of concrete and the top layer of concrete is constructed after an average 87 days interval and 270 days in the longest period. The cracks between two layers are easier to be formed and reduce the integration of the bottom floor. The scouring resistant velocity on the base rock is only about 6 m/s and the scour pit is easy to be developed if the concrete floor is ever damaged in some part.

7.3. CRITERIA FOR DESIGN FLOOD

The review of design flood was carried out twice in national wide after the “75-8 flood”, which were in 1978 and 1987. The strict regulation was set up in 1976, that the PMF must be used as the check flood for large, middle scale reservoirs and some important Small I reservoirs in order to ensure the dam safety (see tables 2 and 3). Once the earth dam is broken it will cause a severe disaster downstream, so the PMF or flood with the return period of ten thousand year will be used as the check flood for the first grade structure. The check flood standard can be one grade higher with the second grade to fourth grade structure.

It really increased the flood control criteria for the dams but many dams could not meet requirements of dam safety by PMF, which needed a large investment to strengthen the dam. Therefore, the supplemental regulation was set up in 1990 to

important pour les renforcer. Par conséquent, une réglementation supplémentaire a été émise en 1990 pour diminuer la norme de contrôle de la crue de manière adéquate par rapport au type de barrage et à sa localisation et pour adopter des normes d'un type différent pour la sécurité des barrages.

Une série de critères de contrôle de crue ont été établis depuis 1994 en fonction des objectifs de développement et des situations financières au cours des différentes périodes (Ministère de la Construction, 1994).

- « The Grade and Design Criteria on Water Conservancies and Hydropower Projects (mountain and hilly regions) - SDJ12-78 (draft) » publié en 1978 par le Ministry of Water Resources et Hydropower (Ministère des Ressources en Eau et de l'Énergie hydraulique).
- « The Grade and Design Criteria on Water Conservancies and Hydropower Projects (plain and sea beach regions) - SDJ12-87 (draft) » publié par le Ministry of Energy (Ministère de l'Énergie) et le Ministry of Water Resources (Ministère des Ressources en Eau) en 1988.
- Le premier « Standard for Flood Control (GB 50201-94) » national, publié par le Ministry of Construction (Ministère de la Construction), 1994.

Le Tableau 2 montre la catégorie d'ouvrages d'adduction d'eau et des projets d'énergie hydraulique (GB 50201-94), et le Tableau 3 donne les critères de contrôle de crue des structures hydrauliques pour l'ingénierie des barrages (GB 50201-94).

Lorsqu'un sinistre peut se produire par un débordement du barrage en béton ou en maçonnerie, la PMF et la crue à période de retour de dix mille ans peuvent être adoptée comme norme pour la crue de sécurité pour la structure du premier degré par une autorisation spéciale.

Tableau 2 :
Catégories de conservation d'eau et de projets d'énergie hydraulique
(Ministry of Construction [Ministère de la Construction], 1994)

Classification des projets	Réservoir		Contrôle de crue		Contrôle des enregistrements	Irrigation	Alimentation d'eau	Station d'énergie hydraulique
	Échelle du projet	Stockage total du réservoir (10 ⁸ m ³)	Importance des villes et usines	Terres arables protégées (ha)	Contrôle des enregistrements (ha)	Zone d'irrigation (ha)	Importance des villes et usines	Installation électrique (MW)
I	Grand I	10	Très important	333*10 ³	133*10 ³	100*10 ³	Très important	1 200
II	Grand II	10-1.0	Important	(333-66) *10 ³	(133-40) *10 ³	(100-33) *10 ³	Important	1 200-300
III	Moyen	1.0-0.1	Moyen	(66-20) *10 ³	(40-10) *10 ³	(33-3.3) *10 ³	Moyen	300-50
IV	Petit I	0.1-0.01	Normal	(20-3.3) *10 ³	(10-2) *10 ³	(3.3-0.33) *10 ³	Normal	50-10
V	Petit II	0.01-0.001		3.3*10 ³	2*10 ³	0.33*10 ³		10

lower the flood control standard properly according to the type of dam and its location and adopt different kind standards on dam safety.

A set of flood control criteria has been set up since 1949 according the development objectives and financial situations in different periods (Ministry of Construction, 1994).

- “The Grade and Design Criteria on Water Conservancies and Hydropower Projects (mountain and hilly regions) – SDJ12-78 (draft)” issued in 1978 by Ministry of Water Resources and Hydropower.
- “The Grade and Design Criteria on Water Conservancies and Hydropower Projects (plain and sea beach regions) – SDJ12-87 (draft)” issued by Ministry of Energy and Ministry of Water Resources in 1988.
- The first national “Standard for Flood Control (GB 50201-94)” issued by the Ministry of Construction, 1994.

Table 2 shows the category of water works and hydropower projects (GB 50201-94), and Table 3 gives the criteria of flood control for hydraulic structures for dam engineering (GB 50201-94).

When the heavy disaster could be happened by over flow for the concrete dam or masonry dam, the PMF or ten thousand year return period flood can be adopted as the check flood standard for the first grade structure by special approve.

Tableau 2 :
Category of Water Conservancies and Hydropower Projects
(Ministry of Construction, 1994)

Classification of project	Reservoir		Flood Control		Loggin control	Irrigation	Water supply	Hydro-power station
	Scale of project	Total Storage of réservoir (10 ⁸ m ³)	Importance of cities and factories	Protected farmland (ha)	Loggin control area (ha)	Irrigation area (ha)	Importance of cities and factories	Power installation (MW)
I	Large I	10	Very important	333*10 ³	133*10 ³	100*10 ³	Very important	1 200
II	Large II	10-1.0	Important	(333-66) *10 ³	(133-40) *10 ³	(100-33) *10 ³	Important	1 200-300
III	Middle	1.0-0.1	Middle	(66-20) *10 ³	(40-10) *10 ³	(33-3.3) *10 ³	Middle	300-50
IV	Small I	0.1-0.01	Normal	(20-3.3) *10 ³	(10-2) *10 ³	(3.3-0.33) *10 ³	Normal	50-10
V	Small II	0.01-0.001		3.3*10 ³	2*10 ³	0.33*10 ³		10

Tableau 3
Critères de contrôle de crue pour des structures hydrauliques pour l'ingénierie de barrages
(Ministry of Construction (Ministère de la Construction), 1994)

Degré Structure hydraulique	Critères pour le contrôle des crues, période de retour, années				
	Zone montagneuse, vallonnée			Zone de plaine, plage de mer	
	Nominal	Sécurité		Nominal	Sécurité
Barrage en béton		Barrage en terre - en enrochement			
1	1 000-500	5 000-2 000	PMF ou 10000-5000		300-100 2 000-1 000
2	500-100	2 000-1 000	5 000-2 000		100-50 1 000-300
3	100-50	1 000-500	2 000-1 000		50-20 300-100
4	50-30	500-200	1 000-300		20-10 100-50
5	30-20	100-100	300-200		10 50-20

Le document (Zhang, 1992) récapitule la législation des normes de crue en Chine.

7.4. EXEMPLES D'AUGMENTATIONS D'EVACUATEURS ET DE BARRAGES

7.4.1. Quelques exemples de rénovation d'évacuateurs après révision des évacuateurs (Xu & al., 1993)

- L'élévation de la crête du barrage Guanting est de 492 m après l'augmentation de la hauteur du barrage. L'évacuateur est également agrandi avec une longueur totale de 542 m. Quatre vannes radiales sont installées, chacune ayant une largeur de 13 m et la largeur totale de la chambre de vanne de 64 m. Un saut de ski est adopté comme dissipateur de l'énergie. La capacité d'évacuation maximale sera de 6 000 m³/s sous le débit maximal de crue et le niveau de l'eau le plus élevé sera de 490 m.
- Afin de faire passer la crue maximale probable (probable maximum flood - PMF) dans le réservoir de Miyun au nord de Beijing, on a construit un total de trois évacuateurs et la capacité d'évacuation maximale est supérieure à 15 000 m³/s. Les trois évacuateurs sont contrôlés par des vannes radiales et des sauts de ski sont utilisés pour la dissipation de l'énergie.
- Le réservoir de Yunfeng est localisé sur la rivière Yalujiang a été construit par les Chinois et les Coréens en 1965. Si on considérait le passage d'une crue extrême avec la révision de la PMF, le débit de pointe de la crue moyenne en 6 heures serait de 36 800 m³/s, et donc la conception initiale d'une capacité d'évacuation maximale n'aurait pas été suffisamment élevée (23 900 m³/s). Il est impossible d'augmenter la hauteur du barrage. Un nouvel évacuateur supplémentaire est la seule manière pour faire passer cette crue et d'assurer la sécurité du barrage (Sun & al., 1995).
- La centrale électrique de Dahonghe, à proximité de la ville de Chongqing, est principalement destinée à la génération de puissance avec une installation de 35 MW et un stockage total de 368 millions de m³. Le projet consiste en un

Tableau 3
Criteria of Flood Control for Hydraulic Structures for Dam Engineering
(Ministry of Construction, 1994)

Grade Hydraulic structure	Criteria for flood control return period, year				
	Mountain area, hilly area			Plain area, sea beach area	
	Design	Check		Design	Check
Concrete dam		Earth dam-rock fill dam			
1	1 000-500	5 000-2 000	PMF or 10000-5000		300-100 2 000-1 000
2	500-100	2 000-1 000	5 000-2 000		100-50 1 000-300
3	100-50	1 000-500	2 000-1 000		50-20 300-100
4	50-30	500-200	1 000-300		20-10 100-50
5	30-20	100-100	300-200		10 50-20

The paper (Zhang, 1992) has given a review on the establish of legislation of flood standards in China.

7.4. EXAMPLES OF INCREASE OF SPILLWAYS AND DAMS

7.4.1. Some examples of rehabilitation of spillways after reviewing the spillways (Xu & al., 1993)

- The top elevation of Guanting Dam is 492 m after the dam height is enhanced. The spillway is also enlarged with the total length of 542 m. The four radial gates are installed with each span of 13 m and total width of gate chamber of 64 m. The flip bucket is adopted as the energy dissipater. The maximum discharge capacity will be 6 000 m³/s under the maximum flood flow and highest water level of 490 m.
- In order to pass the probable maximum flood (PMF) in Miyun Reservoir north to Beijing, a total of three spillways have been built and the maximum discharge capacity will be over 15 000 m³/s. Three spillways are all controlled by radial gates and flip buckets are used for energy dissipation.
- Yunfeng Reservoir is located on the Yalujiang River built by the Chinese and Korea in 1965. Considering passing extreme flood by review of PMF, the average peak flood flow in 6 hours would be 36 800 m³/s, therefore, the original design of maximum discharge capacity (23 900 m³/s) was not large enough. It is impossible to increase the height of dam. A new extraordinary spillway is the only way to pass the extra flood and ensure the dam safety (Sun & al., 1995).
- Dahonghe Power Station, near the Chongqing City, is mainly for the power generation with the installation of 35 MW and total storage of 368 millions m³. The project consists of a main earth fill dam and 5 auxiliary

barrage en terre principal et 5 barrages auxiliaires, un canal d'évacuateur principal sur la berge droite et un évacuateur d'urgence sur la berge gauche. Sa construction a démarré en 1958. La crue avec une période de retour de 33 ans a été prise comme crue nominale de départ et une période de retour de 200 ans pour la crue de sécurité. Il n'y avait qu'une ouverture sur le canal de l'évacuateur avec la vanne de 18 m x 7 m et un débit maximum d'évacuation de 720 m³/s. La crue nominale a été augmentée à la crue à 100 ans et à 2 000 ans pour la crue de sécurité après les deux révisions des critères de crue nominale. Un autre évacuateur de secours avec deux ouvertures (2-12m x 7 m) a été construit avec un écoulement d'évacuation de 870 m³/s. L'évacuateur principal a été rénové en augmentant la largeur à 18 m et en abaissant le niveau du seuil de 4,5 m pour avoir une capacité d'évacuation de 1 402 m³/s. Par conséquent, la capacité d'évacuation maximale pour ce projet est au total de 2 272 m³/s (Han, 1998).

7.4.2. Rénovation des barrages

De 1975 à 1985, après la grande crue (crue 75-8), la rénovation des barrages s'est concentrée principalement sur les 65 premiers grands barrages. Par exemple, les hauteurs des barrages de Danjiangkou, de Miyun et de Dahuofang ont été augmentées, le corps du barrage a été renforcé et quelques évacuateurs de secours ont été construits pour augmenter la capacité d'écoulement en prenant en considération le PMF.

7.4.3. Gestion du réservoir et du barrage

On a attaché plus d'importance à la gestion des réservoirs et des barrages pour assurer la sécurité des projets au cours des 20 dernières années. Différentes recommandations ont été publiées (Xue & al., 1999) :

- « The General Guideline on the Safety of Reservoirs and Dams » a été publié par le Ministry of Water Resources (Ministère des Ressources en Eau) en 1980. Il guide les ingénieurs pour la gestion correcte du barrage et du réservoir.
- « The Management on the Safety of Reservoirs and Dams » a été publié par le State Council en 1991.
- Le « The Registration on Reservoirs and Dams » et le « Measures of Safety Assessment on Reservoirs and Dams » ont été publiés par le Ministry of Water Resources (Ministère des Ressources en Eau). Les travaux d'enregistrement des barrages et des réservoirs ont commencé en 1995 et se sont terminés en 1998 pour les grands barrages. Il y a plus de 50 grands barrages qui ont subi jusqu'à présent l'évaluation de sécurité.

7.4.4. Augmentation de l'évacuateur de secours ou de la digue fusible (Niu, 1998, Xu et al., 1993, Shen & al., 1999, Shen, 1992)

Les évacuateurs de secours ont été construits en terre afin de passer les crues extrêmes et assurer la sécurité du barrage. Des évacuateurs de secours ont été

dams, main spillway channel on the right bank and one emergency spillway on the left bank. It started to be built in 1958. The flood with 33 years return period was taken as original design flood and 200 years return period for the check flood. There was only one opening on the spillway channel with the gate of 18 m*7 m and maximum discharge flow of 720 m³/s. The design flood was increased to 100 years flood and 2000 years flood for the check after the two times of review on the flood design criteria. Another emergency spillway with two openings (2-12 m*7 m) was built with the discharge flow of 870 m³/s. The main spillway was rehabilitated by increasing the width to 18 m and lowering the sill elevation of 4.5 m to have a discharge capacity of 1402 m³/s. Therefore, the maximum discharge capacity for that project is totally 2272 m³/s (Han, 1998).

7.4.2. Rehabilitation of the dams

After the large flood (75-8 flood), the rehabilitation on dams was mainly concentrated on the first 65 large dams from 1975 to 1985. For example, the heights of Danjiangkou, Miyun and Dahuofang dams were increased, the dam body was strengthened and some emergency spillways were built to enlarge the discharge capacity by considering the PMF.

7.4.3. Management of the reservoir and dam

The management of reservoirs and dams has been paid more attention to ensure the safety of projects for the past 20 years. Several guidelines are issued (Xue & al., 1999):

- “The General Guideline on the Safety of Reservoirs and Dams” was issued by the Ministry of Water Resources in 1980. It guides the engineers to manage the dam and reservoir in a proper way.
- “The Management on the Safety of Reservoirs and Dams” was issued by the State Council in May of 1991.
- “The Registration on Reservoirs and Dams” and “Measures of Safety Assessment on Reservoirs and Dams” were issued by the Ministry of Water Resources. The dam and reservoir registration work started from 1995 and finished in 1998 for large dams. There are more than 50 large dams that have passed the safety assessment up to now.

7.4.4. Increase the emergency spillway or fuse plug (Niu, 1998, Xu *et al.*, 1993, Shen & al., 1999, Shen, 1992)

The emergency spillways are built in earth and fill dams in order to passing the extreme flood and to ensure the dam safety. The emergency spillway were built on

construits sur environ 121 grands réservoirs (volume de stockage de plus de 100 millions de m³) après la crue « 75-8 » tenant compte du PMF. Le Tableau 4 donne quelques applications. Plusieurs évacuateurs de secours ont été installés avec des vannes afin que le débit d'évacuation puisse être contrôlé. Mais certains n'ont été construits qu'avec des digues fusibles. La digue fusible est la solution la plus économique et elle est couramment adoptée en Chine. Plus de 30 réservoirs l'ont adoptée. Le Tableau 5 donne les caractéristiques principales des barrages et des digues fusibles. La question est de savoir si les digues fusibles qui ont été construites un jour seront toujours fiables ou non pour évacuer une crue extrême après de nombreuses années de consolidation.

Tableau 4
Application des évacuateurs de secours en Chine (Shen & *al.*, 1999, Shen, 1992)

Nom du barrage	Hauteur (m)	Longueur (m)	Q par l'évacuateur principal (m ³ /s)	Q par l'évacuateur de secours (m ³ /s)	Largeur de l'évacuateur de secours (m)	Niveau de la crête au dessus de l'évacuateur principal (m)	Niveau de la dalle au-dessous de la crête du barrage (m)	Année de construction
Haizi	41.0	413	3 615	4 070	50.0	0.0	10.0	1981
Miaogong	44.0	410	1 671	292	20.0	6.0	9.2	1976
Yanghe	32.0	1 570	2 475	1 470	60.0	5.4	6.2	1961
Longmen	39.0	539	2 360	1 340	90.0	1.4	6.8	1975
Linchen	33.0	1 428	3 060	856	80.0	0.0	5.0	1975
Henshan	41.0	490	1 353	2 544	77.0	5.0	9.0	1977
Gangnan	63.0	1 701	5 640	3 500	42.0	3.0	15.0	1962
Huangbizhuang	31.0	1 843	10 700	11 700	86.0	- 5.0	20.7	1966
Fenghe	61.0	440	996	4 450	31.0	- 12.0	21.4	1977
Dahuofang	49.0	1 367	5 090	4 730	150.0	9.0	4.2	1977
Zhengziling	36.0	350	2 130	2 303	55.0	0.0	9.3	1977
Wujiashan	33.0	288	5 320	2 789	40.0	5.5	11.0	1979
Hailong	29.0	468	280	1 170	30.0	0.0	6.6	1977
Henshan	23.0	800	448	1 680	400.0	8.5	3.5	1976
Fushi	43.0	446	1 580	4 450	172.0	- 3.3	8.2	1979
Longhekou	32.0	280	730	1 610	50.0	5.2	9.2	1979
Chenping	75.0	218	2 817	1 496	49.0	- 6.3	6.5	1989

about 121 large reservoirs (the storage volume over 100 millions m³) after the “75-8 flood” considering the PMF. Table 4 gives some applications. Some emergency spillways are installed with gates so discharge flow is available to be controlled. But some are built only with fuse plugs. The fuse plug is the most economic solution and it is commonly adopted in China. More than 30 reservoirs adopted the fuse plugs. Table 5 gives the main characteristics of the dams and fuse plugs. The question is whether the fuse plugs ever built are still reliable or not during discharging the extreme flood after many years of consolidation.

Table 4
Application of emergency spillways in China (Shen & *al.*, 1999, Shen, 1992)

Name of dam	Height (m)	Length (m)	Q by main spillway (m ³ /s)	Q by lemergency spillway (m ³ /s)	Width of emergency spillway (m)	El. of crest higher than main spillway (m)	El. of slab lower than dam crest (m)	Year of completion
Haizi	41.0	413	3 615	4 070	50.0	0.0	10.0	1981
Miaogong	44.0	410	1 671	292	20.0	6.0	9.2	1976
Yanghe	32.0	1 570	2 475	1 470	60.0	5.4	6.2	1961
Longmen	39.0	539	2 360	1 340	90.0	1.4	6.8	1975
Linchen	33.0	1 428	3 060	856	80.0	0.0	5.0	1975
Henshan	41.0	490	1 353	2 544	77.0	5.0	9.0	1977
Gangnan	63.0	1 701	5 640	3 500	42.0	3.0	15.0	1962
Huangbizhuang	31.0	1 843	10 700	11 700	86.0	- 5.0	20.7	1966
Fenghe	61.0	440	996	4 450	31.0	- 12.0	21.4	1977
Dahuofang	49.0	1 367	5 090	4 730	150.0	9.0	4.2	1977
Zhengziling	36.0	350	2 130	2 303	55.0	0.0	9.3	1977
Wujiashan	33.0	288	5 320	2 789	40.0	5.5	11.0	1979
Hailong	29.0	468	280	1 170	30.0	0.0	6.6	1977
Henshan	23.0	800	448	1 680	400.0	8.5	3.5	1976
Fushi	43.0	446	1 580	4 450	172.0	- 3.3	8.2	1979
Longhekou	32.0	280	730	1 610	50.0	5.2	9.2	1979
Chenping	75.0	218	2 817	1 496	49.0	- 6.3	6.5	1989

Tableau 5
Applications de digues fusibles en Chine (Shen & al., 1999, Shen, 1992)

Nom du barrage	Hauteur (m)	Longueur (m)	Évacuation par l'évacuateur de secours (m ³ /s)	Hauteur de la digue fusible (m/s)	Longueur de la digue fusible (m)	Talus en amont 1:	Talus en aval 1:	Année de construction
Dahuofang	49	1 367	10 800	9	150	2.75	2.5	1978
Zhaopingtai	34	2 127	9 700	10.3	200			1976
Huangshi	32	1 400	8 025	17.3	35	2.5	2.25	1982
Xianjiemiao	31.8	550	7 130	2.6-5.6	400			1977
Zeikou	76	245	4 641	10	110	2.7	2	1978
Fushi	43	446	4 450	6.3-7.2	172	2.25	2	1979
Nanwan	35	743	3 274	6	80			1955
Wanjia	36	450	3 232	9	50			
Zhengjiahe	31	671	3 190	7.2	150	2	2	1977
Xionghe	32	1 373	3 080	5	120			1976
Jiofujiang	48	307	3 010	9.4	45			1977
Wujinran	33	288	2 789	7	40			1971
Huanlishou	32	280	2 340	3.6	50			1979
Zhengziling	36	350	2 303	8.4	55			1977
Shishankou	26	295	2 250	3.9	100			1976
Henshan	23	840	1 680	1.5	400			1976
Nanshan	72	242	1 640	1.5	100	1	1.5	1978
Chenping	75	218	1 496	6.7	49	1.3	1.3	1990
Yifu	19	775	1 225	2.5-1.5	90	3	3	1973
Lianjianshan	17	541	690	5	30	2.5	2	1979
Fengjiashan	74	282	512	4	40			1974
Huashan	18	1 211	430	3.4	46			1977
Xinglin				3.6		2.25	2.25	1989

7.5. SYSTÈME DE PRÉVISION HYDROLOGIQUE ET DE CRUE

7.5.1. Système national de prévision hydrologique et de crue

L'information hydrologique et la prévision de crues sont très importantes pour le contrôle de la crue et la régulation du réservoir. En 1949, il n'y avait que

Tableau 5
Applications on fuse plugs in China (Shen & al., 1999, Shen, 1992)

Name of dams	Height (m)	Length (m)	Discharge emergency spillway (m ³ /s)	Height of fuse plug (m)	Length of fuse plug (m)	Up-stream slope 1:	Down-stream slope 1:	Year of completion
Dahuofang	49	1 367	10 800	9	150	2.75	2.5	1978
Zhaopingtai	34	2 127	9 700	10.3	200			1976
Huangshi	32	1 400	8 025	17.3	35	2.5	2.25	1982
Xianjiemiao	31.8	550	7 130	2.6-5.6	400			1977
Zeikou	76	245	4 641	10	110	2.7	2	1978
Fushi	43	446	4 450	6.3-7.2	172	2.25	2	1979
Nanwan	35	743	3 274	6	80			1955
Wanjia	36	450	3 232	9	50			
Zhengjiahe	31	671	3 190	7.2	150	2	2	1977
Xionghe	32	1 373	3 080	5	120			1976
Jiofujiang	48	307	3 010	9.4	45			1977
Wujinran	33	288	2 789	7	40			1971
Huanlishou	32	280	2 340	3.6	50			1979
Zhenziling	36	350	2 303	8.4	55			1977
Shishankou	26	295	2 250	3.9	100			1976
Henshan	23	840	1 680	1.5	400			1976
Nanshan	72	242	1 640	1.5	100	1	1.5	1978
Chenping	75	218	1 496	6.7	49	1.3	1.3	1990
Yifu	19	775	1 225	2.5-1.5	90	3	3	1973
Lianjianshan	17	541	690	5	30	2.5	2	1979
Fengjiashan	74	282	512	4	40			1974
Huashan	18	1 211	430	3.4	46			1977
Xinglin				3.6		2.25	2.25	1989

7.5. HYDROLOGICAL AND FLOOD FORECASTING SYSTEM

7.5.1. National hydrological and flood forecasting system

Hydrological information and flood forecasting are very important on the flood control and reservoir regulation. There were only 148 hydrological stations,

148 stations hydrologiques, 203 tubes de niveau d'eau et 2 stations de mesures des précipitations, qui ne recevaient pas d'informations provenant de Taiwan, Hong-Kong et Macao. Le système d'information hydrologique a été développé fortement depuis 1949. Jusqu'en 1992, il existait 3 172 stations hydrologiques, 1 149 limnimètres, 15 368 stations de précipitations et 8 525 stations de prévision de crue. En 1997, le réseau national intégré d'informations hydrologiques a été fondamentalement mis sur pied et contrôle principalement les biefs principaux des grandes rivières, les précipitations, les informations et prévisions de crue dans les régions ou zones importantes (Office of State Flood and Drought Relief Headquarter, 1997).

7.5.2. Système de prévision et d'alerte de crue lors de la crue « 75-8 »

Il n'existait pas de système d'informations hydrologiques et de prévision de crues avant les années 1980. Une des raisons qui a provoqué la catastrophe de rupture des barrages réservoirs de Banqiao et Shimantan et un grand nombre de victimes lors de la crue 75-8, est l'interruption de la communication électronique ; il était donc impossible de transmettre une information d'alerte de crue à la population en aval.

À l'inverse, l'information d'alerte de crue a permis à la population en aval du réservoir de Boshan de se réfugier dans la zone de sécurité de manière à éviter un grand nombre de victimes et à réduire les pertes matérielles. Le réservoir de Boshan représentait une capacité totale de 620 millions de m³ et 690 millions de m³ avec le niveau d'eau en haut du barrage. Il se trouvait situé dans le même centre de tempête que les réservoirs de Banqiao et Shimantan. Une autre raison de la sécurité du réservoir de Boshan était le fait de disposer de la possibilité d'augmenter à temps le mur de batillage en haut du barrage, de manière à empêcher le débordement de la crue. Il a été possible de stocker le surplus d'eau temporairement dans le réservoir jusqu'à une capacité de 700 millions de m³ et de dégager la gestion du contrôle de la crue sur le réservoir de Yahu en aval avec un stockage de 1 milliard de m³. Il était particulièrement important de prévenir les catastrophes qui seraient déclenchées par la rupture de ces deux barrages séquentiellement.

7.5.3. Prévisions de crue en temps réel et régulation

Le système hydrologique d'informations automatiques a été établi à la fin des années 1970 afin d'augmenter la précision et les prévisions de crue à long terme (Pan & *al.*, 2000, Pan Jiazheng, 2000).

Le système de prévision de crue en temps réel et de régulation a été développé en Chine pour des projets d'énergie hydraulique et de réservoirs pendant plus de 10 ans, ce qui représente un progrès important pour le contrôle de la crue, une augmentation de la puissance émise et un bénéfice économique. Le système est constitué par plusieurs sous-systèmes, qui sont chacun un système de surveillance des précipitations en temps réel et un système de prévision de crues en temps réel. Au total 43 réservoirs de taille importante et moyenne ont été équipés de systèmes d'informations automatiques sur les crues depuis que le premier a été installé en 1983, par exemple aux réservoirs de Danjiangkou, Panjiakou, Sanmenxia, Huanglongtan, Ankang, Manwan, Fuchunjian et Ertan, etc.

203 water gauges and 2 precipitation stations in 1949, which did not include some information from Taiwan, Hong Kong and Macao. The hydrological information system has been developed in a great progress since 1949. There were 3172 hydrological stations, 1149 water level gauges, 15 368 precipitation stations and 8525 flood predict stations up to 1992. The integrated national wide network of hydrological information has been set up basically, and mainly control the main reaches of large rivers, precipitation, flood information and flood forecast in important regions or areas (Office of State Flood and Drought Relief Headquarter, 1997).

7.5.2. Flood forecast and warning system in “75-8 flood”

There was no reliable hydrological information and flood forecasting system before 1980s. One of the reasons, that caused the catastrophic damage of dam breaks of Banqiao and Shimantan Reservoirs and a lot of victims in 75-8 flood, was the electronic communication broken down; therefore, it was impossible to have a flood warning information to the people downstream.

On the contrast, the flood warning information let the people downstream of Boshan Reservoir transfer to the safety area successfully so as to avoid a lot of victim and reduce the losses of people's properties. The Boshan reservoir had a total storage of 620 millions m³ and 690 millions m³ of storage with the water level to the top of dam and it was in the same heavy storm center with the Banqiao and Shimantan Reservoirs. Another reason that made the Boshan Reservoir safety was to be able to increase the tide wall on the top of the dam in time so as to prevent the flood from overflowing. It was able to store the surplus water temporally in the reservoir till to the total storage of 700 millions m³ and release the flood control task on Yahu Reservoir downstream with the storage of 1 billions m³. It is particularly important to prevent catastrophic disaster that would be caused by the break of these two dams in sequence.

7.5.3. Real-time flood forecast and regulation

The hydrological automatic information system was to be built up from the late of 1970's in order to enhance the accuracy and long term of flood forecast (Pan & *al.*, 2000, Pan Jiazheng, 2000).

The real-time flood forecast and regulation system has been developed for hydropower projects and reservoir in China for more than 10 years that makes a great effort on the flood control, increase of power output and economical benefit. The system consists of several sub-systems, which are real-time rainfall monitoring system, and real-time flood forecast system. There have been totally 43 large and middle scale reservoirs equipped with automatic flood information systems since the first one was set up in Danjiangkou Reservoir in 1983, for example, Danjiangkou, Panjiakou, Sanmenxia, Huanglongtan, Ankang, Manwan, Fuchunjian and Ertan Reservoirs and so on.

Le système de télécommunication, la technologie de pointe moderne appliquée dans l'alerte et les prévisions des crues, ont été utilisés pour la transmission des informations sur les crues dans certains réservoirs chinois.

7.6. DISPOSITION CONSTRUCTIVE POUR PASSER DES CRUES EXTRÊMES DANS LES RÉSERVOIRS CHINOIS NOUVELLEMENT CONÇUS

Lorsqu'on prend en considération le passage de crues extrêmes dans des barrages en terre ou en enrochement élevés, ou même en béton, l'évacuateur de surface est la première priorité qui fera passer la plus grande partie du débit de crue et une utilisation conjointe des vidanges de fond restitue l'eau à la demande. Le saut de ski est souvent adopté comme dissipateur de l'énergie. L'évacuateur de surface est généralement calculé pour répondre à la demande d'évacuation de la crue avec un contrôle des crues laminées par le réservoir sur une période d'un an ou de plusieurs années.

7.6.1. Exemples de projets réels

- Projet à buts multiples Xiaolangdi (Pan & *al.*, 2000)

Le projet à buts multiples Xiaolangdi est localisé au niveau de la partie terminale du bief moyen du Fleuve Jaune. Une des tâches principales est le contrôle de la crue. Il s'agit d'un barrage en enrochement avec un noyau en terre incliné et une hauteur maximale de 154 m, une centrale électrique souterraine et des ouvrages d'évacuation sur la berge gauche. Comme le projet est très important pour le contrôle de la crue dans la zone en aval, avec une protection contre les embâcles, les critères majeurs lors de la conception étaient la sécurité pendant les crues et la capacité suffisante des structures d'évacuation.

Le niveau de sécurité et normal de réservoir est de El. 275 m à $P = 0,01$ % avec une évacuation de 13 990 m³/s, le niveau d'eau nominal dans le réservoir est de El. 274 m à $P = 0,1$ % avec une évacuation de 13 500 m³/s, le niveau d'eau morte est de El. 230 m et le niveau de la crête du barrage est de El. 281 m. La $P = 0,01$ % a également été choisie comme PMF. Trois types principaux de structure d'évacuation ont été conçus pour l'évacuation des crues. Trois tunnels à grand orifice avec un diamètre interne de 14,5 m et un niveau de débit de El. 175 m pour chacun avec une évacuation totale de 4 825 m³/s. Trois tunnels à l'air libre présentent des dimensions transversales de 10,5 m x 13,0 m, 10,0 m x 12,0 m et 10,0 m x 11,5 m, des niveaux de débit de El. 195 m, El. 209 m et El. 225 m, et une évacuation totale de 6 449 m³/s. Un grand coursier d'évacuateur de service avec un niveau de crête de El. 258 m et trois ouvertures avec une largeur de 34,5 m, qui peuvent gérer un débit d'évacuation maximal de 3 764 m³/s. Les trois tunnels destinés à la restitution des sédiments sont utilisés pour maintenir les unités de production en bon état de fonctionnement, et sont tous capables de moduler la restitution de la crue. Ces tunnels peuvent compléter la capacité nécessaire pour évacuer la crue du projet. Le débit d'évacuation maximal pour ce projet est de 17 327 m³/s.

Eu égard au passage d'une crue extrême et à la sécurité du barrage, un autre évacuateur de secours est planifié sur la berge gauche avec un noyau rocheux. La crête de pointe et les niveaux du seuil sont de El. 280 m et El. 268 m avec une longueur de la crête de 100 m et une capacité d'évacuation maximale de 3 000 m³/s.

Telecommunication system, the modern advanced technology applied in the flooding warning and forecast, has been applied for the flood information transformation in some Chinese reservoirs.

7.6. DESIGN ARRANGEMENT FOR PASSING EXTREME FLOOD IN NEWLY DESIGNED CHINESE RESERVOIRS

Considering to passing extreme flood through the high earth and rockfill dams, or even concrete dams, the surface spillway is the first priority that will pass most of the flood flow and conjunctive use with some bottom outlets release the water in convenience. The flip bucket is commonly to be adopted as the energy dissipater. The surface spillway is generally computed to meet the flood discharge requirement with the task of flood control after the regulation by year or multiple-year regulation reservoir.

7.6.1. Examples from real projects

- Xiaolangdi Multipurpose Project (Pan & *al.*, 2000)

Xiaolangdi Multipurpose Project is located at the end part of middle reach of the Yellow River. The one of main tasks is the flood control. It consists of rockfill dam with inclining loam core and the maximum height of 154 m, underground power house and discharge facilities on the left bank. As the project is very important on the flood control for the downstream area including the ice-jam protection, its safety during the floods and the capacity for the discharge structures being sufficient are taken for the most important considerations during the design.

The check and normal reservoir water level is El. 275 m at $P = 0.01\%$ with the discharge of 13 990 m^3/s , design reservoir water level is El. 274 m at $P = 0.1\%$ with the discharge of 13 500 m^3/s , dead water level is El. 230m and the crest elevation of dam is El. 281m. The $P = 0.01\%$ has also been chosen as the PMF. There are three main kinds of discharge structures arranged for the flood discharge. There are three large orifice tunnels with the inner diameter of 14.5 m and the inlet elevation of El. 175 m in each with the total discharge of 4825 m^3/s . Three open flow tunnels are with the cross dimensions of 10.5 m*13.0 m, 10.0 m*12.0 m and 10.0 m*11.5 m, the inlet elevations of El. 195 m, El. 209 m and El. 225 m, and total discharge of 6449 m^3/s . One large service spillway chute with the crest elevation of El. 258 m and three openings with the width of 34.5 m, can manage a maximum discharge flow of 3764 m^3/s . Three tunnels for silt releasing are used to keep the generating units in good operation condition, which are all able to release the flood according the flood regulation requirement These tunnels can complement the capacity required to pass the project flood of 17 327. The maximum discharge flow for the project is 17 327 m^3/s .

Considering to passing extreme flood and keep the dam safety, another emergency spillway is planed on the left bank with a type of core rockfill. The top crest and sill elevations are El. 280 m and El. 268 m with the crest length of 100m and maximum discharge capacity of 3000 m^3/s .

- Réservoir Tianshengqiao I (Pan & al., 2000)

Tianshengqiao I est un barrage en enrochement avec un parement en béton de 178 mètres. Il est le barrage plus élevé de ce type réalisé en Chine, et a été mis en exploitation en 1999. Le niveau de la crête du barrage est de El. 791 m. Le niveau normal d'eau est à El. 780 m, le niveau nominal d'eau est à El. 782,87 m à $P = 0,1 \%$ et le niveau d'eau de la crue de sécurité est à El. 789,86 à $P = 0,01 \%$ avec un volume de stockage total de 10,26 milliards de m^3 .

L'évacuateur à coursier aurait dû être construit au niveau de la culée gauche sur base des conditions topographiques. Étant donné que les conditions géographiques dans cette zone ne sont pas bonnes, l'évacuateur a été déplacé sur la berge droite avec un canal d'approche d'une longueur de 1 215 m et d'une largeur de 110 m. La largeur brute de l'évacuateur est de 81 m avec 5 ouvertures de 13 m x 20 m et une capacité d'évacuation maximale de 21 750 m^3/s . Le débit est contrôlé par une vanne radiale. Une rainure d'aération a été conçue pour atténuer les dégâts par cavitation pour le coursier, où la vitesse est supérieure à 30 m/s. Un saut de ski en forme de langue est utilisé pour la dissipation d'énergie, en dispersant complètement le débit vu l'angle important entre le coursier et la rivière.

- Barrage en enrochement à parement en béton de Shuibuya (Concrete Faced Rockfill Dam - CFRD) (Yue & al., 2000)

Le CFRD de Shuibuya est localisé sur la rivière Qingjiang, un affluent du fleuve Yangtze et en aval des Trois Gorges. La hauteur du barrage est de 233 m, soit le CFRD le plus élevé en construction au monde. Les buts premiers du projet sont la génération d'énergie et le contrôle des crues. Une centrale électrique souterraine est située sur la berge droite et un grand évacuateur à coursier est disposé sur la berge gauche. Le niveau de crête du barrage est de 409 m. Le niveau nominal du réservoir d'eau est à El. 400 m avec un volume de stockage de 4,321 milliards de m^3 . La capacité d'évacuation maximale pour ce projet est de 18 280 m^3/s .

- Projet des Trois Gorges (Pan & al., 2000)

Le projet des Trois Gorges est le projet le plus important en ce qui concerne un débit de crue via un barrage en Chine. Les buts principaux sont le contrôle des crues, la génération d'énergie et la navigation. Il s'agit d'un barrage-poids en béton d'une hauteur maximale de 181 m et un niveau de la crête à El. 185 m, deux centrales électriques sur les côtés gauche et droit. Le niveau nominal et normal du réservoir d'eau est de 175 m à $P = 0,1 \%$ avec un débit d'évacuation de 72 220 m^3/s et un volume de stockage de 39,3 milliards de m^3 . Le niveau de sécurité du réservoir d'eau est de El. 180,4 m à une crue $P = 0,01 \%$ et plus 10 % de débit d'évacuation avec une capacité d'évacuation maximale de 102 500 m^3/s comprenant l'évacuation de 80 % par des unités de génération.

La partie centrale du fleuve est utilisée pour évacuer le débit sur une longueur totale de 483 mètres. 22 évacuateurs de surface (largeur de 8 m) et 23 vidanges profondes (section 7 m x 9 m) ont été conçus. 22 autres vidanges de fond (6 m x 8,5 m) ont été prévues pour la dérivation avec les 23 vidanges profondes pendant la troisième phase de construction. La capacité d'évacuation par les 22 évacuateurs de surface et les 23 vidanges profonds est de 56 700 m^3/s au niveau de contrôle de la crue de l'eau de 145 m, de 69 800 m^3/s pour un niveau d'eau du réservoir à 166,9 m ($P = 1 \%$).

- Tianshengqiao I Reservoir (Pan & al., 2000)

Tianshengqiao I, 178 meters of the highest concrete faced rockfill dam completed in China, has been put into operation in 1999. The top crest elevation of dam is El. 791 m. The normal water level is El. 780 m, design water level is El. 782.87 m at $P = 0.1\%$ and check flood water level is El. 789.86 at $P = 0.01\%$ with the total storage volume of 10.26 billions m^3 .

The chute spillway should be constructed at the left abutment according to topographic condition. As the geological condition at this area is not so good, the spillway is then moved to the right bank with a 1215 m long and 110 m wide approaching channel. The gross width of spillway is 81 m with 5 openings of $13\text{ m} \times 20\text{ m}$ in each span and a maximum discharge capacity of 21 750 m^3/s . The flow is controlled by radial gate. An aeration slot is designed to mitigate the cavitation damage for the chute where the velocity is over 30 m/s. A tongue shape of flip bucket is applied for energy dissipation and it lets the flow disperse thoroughly, as there is a large angle between the chute and the river.

- Shuibuya Concrete Faced Rockfill Dam (CFRD) (Yue & al., 2000)

Shuibuya CFRD is located at the Qingjiang River, a tributary of the Yangtze River and downstream of the Three Gorges. The height of dam is 233 m, the highest CFRD under the construction in the world. The primary purposes of the project are power generation and flood control. An underground powerhouse is on the right bank and a large chute spillway is arranged on the left bank. The top crest elevation of the dam is 409 m. The design water pool level is El. 400 m with the storage volume of 4.321 billions m^3 . The maximum discharge capacity for the project is 18 280 m^3/s .

- Three Gorges Project (Pan & al., 2000)

Three Gorges Project is the largest project to discharge the flood flow through dam body in China. The main tasks are flood control, power generation and navigation. It consists of a concrete gravity dam with a maximum height of 181 m and top crest elevation of El. 185 m, two power stations on the right and left sides. The design and normal water pool level is 175 m at the $P = 0.1\%$ with the discharge flow of 72 220 m^3/s and the storage volume of 39.3 billions m^3 . The check water pool level is El. 180.4 m at the $P = 0.01\%$ flood and plus 10% of discharge flow with the maximum discharge capacity of 102 500 m^3/s including the discharge by 80% of generating units.

The central portion of the river is arranged to discharge the flow with the total length of 483 meters. The 22 surface spillways (width of 8 m) and 23 deep outlets (controlled area of $23\text{-}7\text{ m} \times 9\text{ m}$) are designed. There are another 22 bottom outlets ($22\text{-}6\text{ m} \times 8.5\text{ m}$), which will take the diversion task with the 23 deep outlets during the third phase of construction. The discharge capacity by 22 surface spillways and 23 deep outlets is 56 700 m^3/s under the flood control water level of 145 m, 69 800 m^3/s with the reservoir water level of 166.9 m ($P = 1\%$).



Fig. 19
Barrage des Trois Gorges, Fleuve Yang Tse Chine



Fig. 20
Barrage des Trois Gorges, Fleuve Yang Tse Chine



Fig. 19
Gorges dam, Yangtze River, China

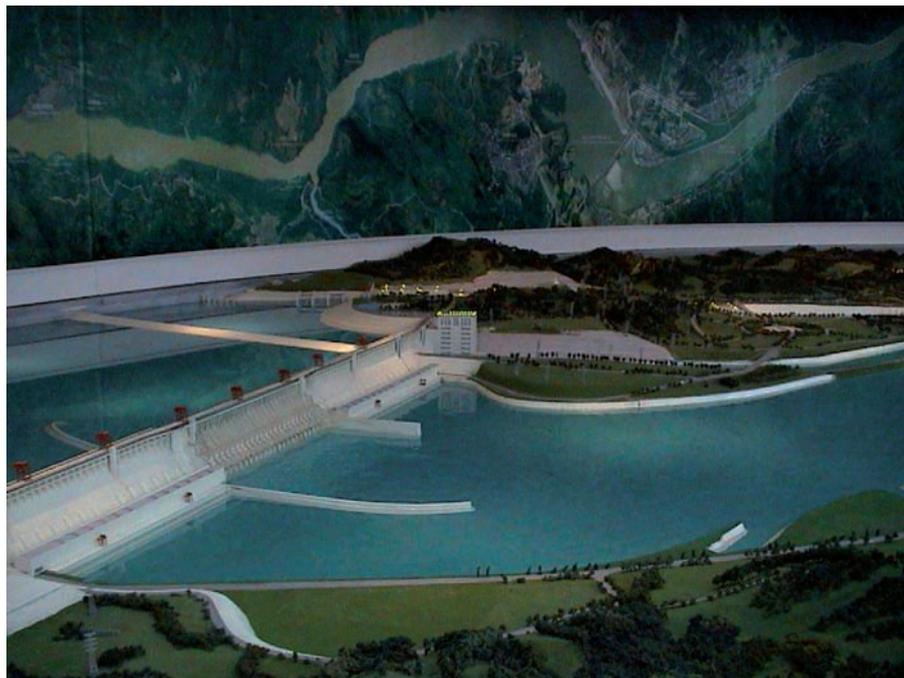


Fig. 20
Gorges dam, Yangtze River, China

- Projet Ertan (Pan & al., 2000)

Le projet Ertan est localisé à la partie terminale de la rivière Yalong qui est un affluent important de la rivière Jinshajiang. Il s'agit d'un barrage-voûte à double courbure avec une hauteur maximale de 240 m. Il est le barrage le plus élevé de Chine. Le niveau de crête du barrage est de El. 1 205 m.

Un agencement d'évacuation combiné typique est appliqué dans le projet Ertan. Il est constitué par sept évacuateurs de surface (7-11,0 m x 11,5 m), six vidanges centrales dans le barrage (6-6,0 m x 5,0 m), deux grands tunnels d'évacuation sur la rive droite (2-13,0 m x 13,5 m), et un grand bassin d'amortissement en aval du barrage. Les capacités nominales d'évacuation sont de 6 260 m³/s pour les évacuateurs de surface, 6 920 m³/s pour les vidanges centrales et 7 400 m³/s pour les deux tunnels d'évacuation à la crue nominale de P = 0,1 %. Chaque type de structure d'évacuation peut restituer environ un tiers de la crue totale, combinée avec plusieurs unités de production de manière à répondre aux exigences de fonctionnement normal. La capacité d'évacuation maximale pour ce projet est de 23 900 m³/s avec la crue de sécurité à P = 0,2 %. Le projet est terminé et toutes les structures d'évacuation ont été exploitées au niveau d'eau nominal avec un débit d'évacuation jusqu'à environ 8 000 m³/s.

7.6.2. Études de cas pour le passage de crues extrêmes

7.6.2.1. *Projet Dahuofang (Lu & al., 1997, Er & al., 1997, Shen & al., 1998)*

- Rénovation sur le barrage et les évacuateurs

Le réservoir de Dahuofang est situé au nord-est de la ville de Fushun dans la province de Liaoning de même que la ville de Shenyang. Les villes de Fushun et Shenyang sont des villes industrielles très importantes de cette province et le but du barrage est d'assurer le contrôle de crue pour cette zone.

Il s'agit d'un barrage en terre et il a été construit en 1958. Le barrage et les ouvrages d'évacuation ont été rénovés deux fois après la crue « 75-8 ». La hauteur des vannes radiales a été augmentée de 4,4 m à 7,0 m, le niveau normal de l'eau est passé de 128,6 m à 131,5 m avec une augmentation du stockage actif du réservoir de 256 millions de m³ en 1975. Afin d'assurer la sécurité du barrage, une deuxième rénovation a été effectuée de 1976 à 1978. Un deuxième évacuateur de secours a été construit, la hauteur du barrage a été augmentée de 0,54 m, et de 2,2 m pour le troisième barrage. La hauteur du mur de batillage sur le deuxième barrage a été augmentée de 0,8 m. La crue nominale a été mise au PMF sur base de la crue à

Tableau 6
Les caractéristiques principales des aménagements d'évacuation

	Dimension (m)	Q (m ³ /s)		El. sur le seuil (m)
Évacuateur principal	5-7 x 10,4	5 090	Évacuateur à coursier	125,0
1 ^{er} évacuateur de secours	B = 180	4 730	Déversoir Craeger	134,0
2 ^e évacuateur de secours	B = 150	6 080	Digue fusible	137,0
Tunnel	D6,5	400	Cercle	94,0

- Ertan Project (Pan & al., 2000)

Ertan Project is located at the end part of Yalong River, that is a large tributary of Jinshajiang River. It is a double curvature arch dam with the maximum height of 240 m, which is the highest dam in China. The top crest elevation of dam is El. 1205 m.

A typical combined discharge arrangement is applied in Ertan Project. It consists of seven surface spillways (7-11.0 m*11.5 m), six middle outlets in the dam (6-6.0 m*5.0 m), two large spillway tunnels on the right bank (2-13.0 m*13.5 m), and a large plunge pool located downstream of the dam.. The design discharge capacities are 6260 m³/s for surface spillways, 6920 m³/s for middle outlets and 7400 m³/s for two spillway tunnels at the design flood of P = 0.1%. Each kind of discharge structure can release about one third of the total flood flow combined with several generating units so as to meet the normal operation requirement. The maximum discharge capacity for the project is 23 900 m³/s with the check flood at P = 0.2%. The project has been completed and all discharge structures have been operated at the design water level with the discharge flow up to about 8000 m³/s.

7.6.2. Case studies on passing extreme flood

7.6.2.1. Dahuofang project (Lu & al., 1997, Er & al., 1997, Shen & al., 1998)

- Rehabilitation on dam and spillways

Dahuofang reservoir is located on the northeast of Fushun City in Liaoning Province as well as the Shenyang City. The Fushun and Shenyang Cities are very important industry cities in that province so the dam takes a very important task of flood control for that area.

It is an earth fill dam and it was built in 1958. The dam and discharge structures have been rehabilitated twice after “75-8 flood”. The height of radial gates was increased from 4.4 m to 7.0 m, the normal water level was increased from 128.6 m to 131.5 m with the increase of the active reservoir storage of 256 millions m³ in 1975. Considering ensure the safety of dam, the second time of rehabilitation was carried out from 1976 to 1978. The second emergency spillway was built, the dam height increased by 0.54 m, and 2.2 m increased for the third dam. The height of wave wall on the secondary dam was increased by 0.8 m. The design flood was reached to PMF from 10 000-year flood. The monitoring system on hydrological and flood

Tableau 6
Main characteristics on discharge facilities

	Dimension (m)	Q (m ³ /s)		El. on the sill (m)
Main spillway	5-7 x 10.4	5090	Chute spillway	125.0
1st emergency spillway	B = 180	4730	Vacuum spillway	134.0
2nd emergency spillway	B = 150	6080	Fuse plug	137.0
Tunnel	D6.5	400	Circle	94.0

10 000 ans. Le système de surveillance avec des informations hydrologiques et de crue a été mis sur pied en 1985. 14 pluviomètres télécommandés ont été mis en place en mai 1995. Les caractéristiques principales des ouvrages d'évacuation sont reprises au Tableau 6.

- Passage en sécurité de la crue « 95-7 »

Un orage important s'est produit dans la zone du bassin du réservoir en juillet 1995, également appelé crue « 95-7 » : les précipitations moyennes furent de 324 mm en 51 heures. Les précipitations furent de 101 mm du 25 au 26 juillet. Les précipitations ont atteint 197 mm à 2 h 00 le 30 juillet. Le débit de crue de pointe par prévision allait être de 8 540 m³/s et le premier évacuateur de secours allait devoir fonctionner à 11 h 00. L'avance était donc de 9 heures, permettant ainsi aux personnes en aval du réservoir de disposer d'un certain laps de temps pour aller vers la zone de sécurité. Le temps de fonctionnement réel était de 11 h 05.

Le niveau de l'eau était de 134,74 m à 14 h 00 le 30 juillet avec un débit de 10 700 m³/s, supérieur au débit de crue à 1 000 ans. Le niveau de l'eau prédit était de 136,58 m. L'évacuateur principal a été ouvert à 14 h 00 le 30 juillet avec une évacuation contrôlée inférieure à 5 000 m³/s pour assurer la sécurité du barrage. Le deuxième évacuateur de secours n'a pas dû fonctionner. Le niveau d'eau le plus élevé dans le réservoir a été de 134,46 m à 4 h 00 le 31 juillet, ce qui représente 0,46 m de plus que le niveau de l'eau de crue à 1 000 ans. Le débit d'évacuation maximum a été de 5 500 m³/s, dont 3 580 m³/s au maximum sont passés dans l'évacuateur principal.

La régulation de la crue et l'opération d'évacuation pour le réservoir de Dahufang a réduit le débit de pointe de la crue de 50 % et elle a permis d'éviter les catastrophes qui se seraient produites dans deux grandes villes. L'alerte avec une avance de 9 heures a également été d'une grande importance.

- Dégâts de l'évacuateur et réparation

L'évacuation de la crue a provoqué quelques dégâts au niveau de l'évacuateur et aux alentours. Le débit à vitesse élevée est passé au-dessus des parois latérales et a dévalé les talus de la berge sous forme d'une grande convergence dans le bassin d'amortissement et dépassant la norme de la crue nominale dans les conditions de fonctionnement. La fondation en béton de l'évacuateur au niveau du coursier et le saut de ski ont été endommagés par cavitation avec une profondeur d'érosion moyenne de 2-5 cm et une profondeur maximale de 25 cm sur une zone de 100 m². La surface du béton a été attaquée et les barres d'acier ont été mises à nu en certains endroits. L'érosion par cavitation a principalement été provoquée par une irrégularité de la surface et par le gel durant de nombreuses années pendant les hivers froids. Un léger affouillement s'était produit au pied du talus de la berge et dans les fondations.

Du béton siliconé a été appliqué pour réparer l'évacuateur en particulier au niveau du tremplin. Le contrôle des irrégularités était également important afin de réduire les dégâts par la cavitation. Lors du passage de la crue en 1996, après réparation, aucun dommage n'a été constaté.

information was set up in 1985. 14 remote rainfall gauges were setup in the middle of May in 1995. The main characteristics on discharge facilities are shown in the Table 6.

- Safe passage of “95-7 flood”

A heavy storm happened in the reservoir basin area in July of 1995, and it was also called “95-7 flood”; the average precipitation was 324 mm within 51 hours. [Are those rainfalls → in excess of the 324 mm mentioned]. The rainfall was 101 mm from July 25 to 26. The rainfall precipitation reached to 197 mm at 2:00 a.m. in July 30. The peak flood flow by prediction would be 8540 m³/s and the first emergency spillway should be operated at 11:00 a.m. That was 9 hours in advance so it let the people living downstream of the reservoir have some time to move to the safety area. The actual operation time was at 11:05.

The water level was 134.74 m at 14:00 in July 30 with the inflow of 10 700 m³/s that was larger than the 1000-year flood flow. The water level was predicted to 136.58 m. The main spillway was opened at 14:00 in July 30 by a controlled discharge less than 5000 m³/s to ensure the dam safety. The second emergency spillway was not necessary to be operated. The highest water level in reservoir was up to 134.46 m at 4:00 a.m. July 31 that was 0.46 m higher than 1000-year flood water level. The maximum discharge flow was 5500 m³/s, in which 3580 m³/s passed from the main spillway at most.

The flood regulation and discharge operation for Dahuofang Reservoir reduced the flood peak flow by 50% and it avoided the catastrophic disasters happened in two large cities. The 9 hours in advance warning was surely of great importance also.

- Some damage on the spillway and repair

The flood discharge caused some damage on the spillway and surroundings. The high-speed flow jumped over sidewalls and rushed the bank slopes as a large contraction in stilling pool and under the working condition over the design flood standard. The bottom concrete floor of spillway at the chute and flip bucket was damage by cavitation with the average eroded depth of 2-5cm and maximum depth of 25 cm and eroded area over 100 m². The surface of concrete was eroded and steel bar was exposed in some parts. The reason of cavitation erosion was mainly caused by irregularity on the surface and frozen for many years in the cold winter. There were some scours at the foot of the bank slope and intake foundation.

The silicon ash concrete was applied to repair the spillway especially on the flip bucket and inverse circle. The irregularity control was also important to reduce cavitation damage. There was no damage during the discharge in 1996 after repairing.

7.6.2.2. *Crue 98 dans la rivière Minjiang et régulation de la crue par le projet Shuikou (Zhuang, 1999)*

Le projet Shuikou se trouve sur le courant principal de la rivière Minjiang en amont de la ville de Fuzhou, la capitale de la province de Fujian. Il est constitué d'évacuateurs, d'une centrale électrique et d'écluses à bateaux. Les buts principaux sont le contrôle des crues, la génération d'énergie et la navigation.

Le système de surveillance et d'alerte automatique a été installé en avril 1995 et est constitué par 71 tubes de niveau d'eau et pluviomètres. L'information totale des 71 tubes est récupérée en 3 minutes seulement.

Un orage important s'est produit dans la partie nord et centrale de la province de Fujian du 12 au 23 juin en 1998. La crue à 100 ans est apparue sur le cours principal de la rivière Minjiang avec des précipitations moyennes de 676,2 mm en 12 jours, 2 fois plus que celles d'une année normale. Le débit de crue dans le réservoir de Shuikou représentait environ 17 milliards de m³ et un débit journalier maximal de 2,9 milliards de m³. Le système de surveillance et d'alerte basé sur l'information hydrologique a joué un rôle important sur la régulation et le contrôle de la crue.

Les chutes importantes de pluie ont été mesurées sur les affluents Jianxi et Futunxi, plus en amont de la rivière Minjiang, le 21 juin. La crue extrême sur le Minjiang et le débit de crue de pointe de 37 000 m³/s allaient arriver dans le réservoir en 15 heures, ce qui a été prédit par le Provincial Office of Flood and Drought Control à 12 h 00 le 22 juin. Le niveau de l'eau du réservoir a été diminué à l'avance selon la prédiction de la crue. Le débit de pointe de la crue est arrivé au réservoir à 4 h 00 le 23 juin avec un débit de 37 000 m³/s. Le débit sortant du réservoir par une régulation était de 33 700 m³/s, ce qui a diminué le niveau d'eau en aval dans la ville de Fuzhou de 0,6 m et a évité une perte de 10,3 milliards de RMB [Yuan]. En amont, le niveau d'eau du réservoir était de 61,1 m avec un débit de 37 000 m³/s, ce qui était inférieur de 1,9 m au niveau d'eau nominal avec un niveau d'eau de crue à 100 ans de 63,0 m. La profondeur de la crue a été réduite de 0,5 m dans la ville de Nanping.

7.7. DÉBORDEMENT DU BARRAGE DE FOZILING (Huang, 1997, Song, 2002)

Le barrage de Foziling présentait une hauteur de 74,4 m avant le renforcement par un canal d'évacuation sur la berge droite. La capacité d'évacuation nominale est de 5 710 m³/s et le stockage total est de 487 millions de m³. Une pluie importante a eu lieu du 3 au 16 juillet 1969 avec des précipitations totales de 967 mm et un débit total de 165 millions de m³ dans la zone du bassin, comprenant 567 mm des précipitations et un débit de 102,9 millions de m³ en trois jours à partir du 13 juillet. La fréquence de cette crue présentait une période de retour d'environ 145 ans. Étant donné que les vannes du canal d'évacuateur ont été ouvertes trop tard et que le courant a été coupé pendant leur ouverture, le débordement s'est produit le 14 juillet. Le débit d'évacuation maximum était de 5 510 m³/s, dont 4 100 m³/s par le canal d'évacuation. Le débit d'évacuation par débordement temporaire du barrage était de 1 200 m³/s à 13 h 40 le 14 juillet et la hauteur d'eau maximale sur le mur de batillage était de 1,08 m. Le débordement a duré 25 h et 15 min avec une capacité totale de 48 millions de m³.

7.6.2.2. 98 Flood in Minjiang River and flood regulation by Shuikou Project (Zhuang, 1999)

Shuikou Project is located on the main stream of the Minjiang River upstream of Fuzhou City, the Capital City of Fujian Province. It consists of spillways, powerhouse and ship lock. The main tasks are the flood control, power generation and navigation.

The automatic monitoring and warning system was set up in April 1995, which consists of 71 water level and rainfall gauges. The total information from 71 gauges is collected only within 3 minutes.

An heavy storm happened in the north and middle part of Fujian Province from June 12 to 23 in 1998. The 100-year flood appeared on the main stream of Minjiang River with the average precipitation of 676.2 mm within 12 days, which was 2 times larger than that in the normal year. The gross flood inflow into Shuikou Reservoir was about 17 billions m^3 and maximum daily inflow of 2.9 billion m^3 . The monitoring and warning system on hydrological information took an important role on flood regulation and flood control.

The heavy rainfall was measured from the further upstream of Jianxi and Futunxi, tributaries of Minjiang River, in June 21. The extreme flood on Minjiang and peak flood inflow of 37 000 m^3/s would come to the Shuikou Reservoir in 15 hours, which were predicted by Provincial Office of Flood and Drought Control at 12:00 in June 22. The reservoir water level was lowered in advance according to the flood prediction. The peak flood flow came to the reservoir at 4:00 in June 23 with the inflow of 37 000 m^3/s . The outflow from the reservoir by a regulation was 33 700 m^3/s , that lowered the downstream water level in Fuzhou City by 0.6m accordingly and reduced loss of 10.3 billions of RMB [Yuan]. For the upstream, the reservoir water level was 61.1m with 37 000 m^3/s of inflow, which was 1.9 m lower than designed water level with 100-year flood water level of 63.0 m. It reduced the flooding depth by 0.5 m in Nanping City.

7.7. OVER TOPPING ON FOZILING DAM (Huang, 1997, Song, 2002)

Foziling Dam was 74.4 m high before the enhancing with a spillway channel on the right bank. The design discharge capacity is 5710 m^3/s and total storage is 487 millions m^3 . There was a heavy rainfall from July 3 to 16 in 1969 with total precipitation of 967 mm and total inflow of 165 millions m^3 in the basin area, including 567 mm precipitation and 102.9 millions m^3 of inflow in three days starting from July 13. The frequency of that flood was about 145 years of return period. As the gates on spillway channel were open too late and the power was off during the gates opening, the overtopping happened on the July 14. The maximum discharging flow was 5510 m^3/s including 4100 m^3/s from spillway channel. The temporary overtopping discharge flow from dam was 1200 m^3/s on 13:40 July 14 and maximum water head over the wave wall was 1.08 m. The overtopping lasted 25 hr and 15 min with a total flow capacity of 48 millions m^3 .

La roche de base en aval du barrage a été fortement creusée, ce qui a provoqué en une percolation dans les blocs 3#, 4# et 21# du barrage : les sous-pressions ont augmentés, ce qui a menacé la sécurité du barrage. Pendant le débordement, la ligne électrique des vannes levantes a été détruite. Les deux anciennes unités ont été détruites et les nouveaux bâtiments ont été submergés. Les matériaux et l'équipement de construction pour le pont Foziling ont tous été emportés. Suite à un ordre correct d'évacuation des personnes, il n'y a heureusement pas eu de victimes.

Deux raisons principales ont provoqué le débordement. D'une part, suite à une régulation non correcte du fonctionnement du réservoir, les vannes se sont ouvertes trop tard. Le stockage de contrôle de la crue a été réduit de 240 millions de m³ à 123 millions de m³ avant les pluies importantes. Seuls trois tuyaux en acier ont évacué l'écoulement avec un débit d'évacuation maximal de 296 m³/s huit heures avant le débordement. Il a fallu envisager l'évacuation des travailleurs et des habitants. Le débit d'évacuation via l'évacuateur était encore faible. Lorsque le débit d'évacuation a augmenté, il est devenu supérieur à la capacité de l'évacuateur et un débordement s'est produit. L'autre raison était l'absence de courant de secours. La ligne électrique pour les vannes levantes a été détruite par le débit débordant. De ce fait, l'évacuateur n'a pu être manœuvré que pour une ouverture partielle pendant un long laps de temps. Par la suite, les vannes ont été ouvertes complètement par les opérateurs.

Une crue similaire s'était produite en 1991 dans la zone du bassin du réservoir. Les précipitations du 30 juin au 12 juillet furent de 917 mm avec une capacité totale de 1 479 milliards de m³ et de 391 mm de 20 h 00 le 20 juin à 8 h 00 le 8 juillet. Quatre crues médianes et petites se sont produites pendant ce laps de temps. Le débit de pic le plus grand était de 2 688 m³/s à 4 h 00 le 4 juillet. Le niveau d'eau du réservoir le plus élevé était de 120,55 m et le débit d'évacuation maximal a été de 1 260 m³/s. Une forte pluie a démarré le 8 juillet à 8 h 00 et le niveau de l'eau dans le réservoir à ce moment était de 118,02 m (proche du niveau de contrôle de la crue). Les précipitations en trois jours se sont élevées à 489 mm et la capacité de 808 millions de m³. La fréquence de cette crue présentait une période de retour d'environ 50 à 70 ans.

Suite à la leçon tirée de la crue de 1969 et à une gestion stricte de la régulation du contrôle de la crue dans le barrage, un plan d'intervention avec une augmentation du débit d'évacuation a été proposé en fonction de la chute des pluies, de la situation des débits et des simulations de prévision de crue établies en 1986. Le débit d'évacuation a pu être correctement contrôlé si on considère l'exigence de contrôle de crue en aval. Le débit d'évacuation de l'évacuateur a été augmenté de 1 400 m³/s, 2 000 m³/s, 3 000 m³/s... jusqu'à 17 h 00 le 10 juillet avec une pluie de moins de 5 mm par heure. Le niveau d'eau dans le réservoir le plus élevé était de 125,59 m à 19 h 00 le 10 juillet et ce niveau a été maintenu, puis abaissé. Le bureau de contrôle de la crue a ordonné d'ouvrir complètement les vannes avec un débit d'évacuation maximal de 4 100 m³/s. La capacité d'évacuation totale du 8 au 16 juillet était de 878 millions de m³. On n'a constaté que de faibles dégâts sur la berge droite, qui ont été réparés après la crue.

Commentaires sur la régulation de la crue sur le barrage de Foziling :

1. Maintenir de manière stricte le volume de contrôle de la crue pendant la saison des crues, en particulier avant la grande crue.

The severe damage of base rock downstream of the dam was scored and resulted to the seepage on the 3#, 4# and 21# dam blocks, the uplift pressure was also increased, which threatened the safety of the dam. During the overtopping, the power line for lifting gates was destroyed. The two old units were destroyed also and new plant house was flooded. The materials for Foziling Bridge construction and construction equipments were all rushed away. As a correct order on command for withdrawing the people, there was fortunately no casualty.

Two main reasons caused the overtopping. One was that an improper regulating of the reservoir operation resulted in the gates open too late. The flood control storage was reduced from 240 million m³ to 123 millions m³ before the heavy rain. Only three steel pipes discharged flow with the maximum discharge flow of 296 m³/s eight hours just before the overtopping. It had to consider the workers and local residents withdraw, so there was only a small discharging flow through the spillway. When the discharge flow was increased, the inflow was larger than the spillway capacity and overtopping happened. The other reason was no spare power. The power for lifting gates was destroyed by overtopping flow. Therefore, the spillway could only be operated as partially opening for a long time. The gates were fully opened by operators afterwards.

There was a similar flood happened in 1991 in the reservoir basin area. The precipitation from June 30 to July 12 was 917 mm with the total inflow capacity of 1 479 billions m³ and 391 mm from 20:00 June 20 to 8:00 July 8. There were four middle and small floods during that time period. The largest peak inflow was 2688 m³/s at time of 4:00 July 4. The highest reservoir water level was 120.55 m and maximum discharge flow was 1260 m³/s. A heavy rain started at 8:00 on July 8 and reservoir water level at that time was 118.02 m (close to the flood control level). The precipitation within three days was 489 mm and inflow capacity of 808 millions m³. It was with the frequency about 50 to 70 years return period.

As the lesson learnt from 1969's flood and strict management regulation on flood control in the dam, an operation plan by increasing discharge flow was proposed according to the rainfall and inflow situation and flood predicting simulation set up in 1986. The discharge flow should be properly controlled considering the downstream flood control requirement. The discharge flows from the spillway were increased from 1400 m³/s, 2000 m³/s, 3000 m³/s ... until 17:00 July 10 with the rainfall less than 5 mm per hour. The highest reservoir water level was 125.59 m at time 19:00 July 10 and kept with that level and lowered afterwards. The flood control office gave the order to fully open the gates with the maximum discharge flow 4100 m³/s. The total discharge capacity from 8 to 16 July was 878 millions m³. There was only small damage on the right bank and repaired after flood.

Comments on the flood regulation on Foziling Dam:

1. Strict to keep the flood control volume during the flood season especially before the large flood.

2. Maintenir la machine de levage des vannes en bon état et assurer une ouverture douce des vannes.
3. Assurer une alimentation électrique sûre et augmenter l'alimentation électrique de secours en cas de besoin.
4. Maintenir la communication pendant le contrôle de la crue.
5. Les prévisions des pluies et la prédiction de crue sont très importantes pour la régulation et le contrôle de la crue.

7.8. RÉFÉRENCES

- JIAZHENG PAN JING HE (2000). "Large Dams in China A Fifty-Year Review".
- ER, DAMAO, MIAO, CUI, KONG, XIANGCHUN (1997). "Analyses on Damage and Repair for Main Spillway for Dahuofang Reservoir during 95-7 Flood" (in Chinese), Management on Water Works, Vol. 1, pp. 17-18.
- HAN, RUIYI, (1998). "The low flood control standard and refurbishment on the spillway for Dahonghe Project" (in Chinese), Large Dam and Safety, Vol. 12, No. 2.
- HUANG, JIAMO (1997). "Foziling Reservoir Regulation and the Dam Safety", Dam & Safety, No. 3.
- LIU SHUKUN & *al.* (1993). "Handbook of national flood control and mitigation" (in Chinese), Liaoning Peoples Press.
- LU, BAOHUA, ZHENG, YANBO (1997). "The Management on Taking Over the 95-7 Flood for Dahuofang Reservoir" (in Chinese), Management on Water Works, Vol. 1, pp. 1-3.
- MINISTRY OF CONSTRUCTION (1994). "Standard for Flood Control (GB 50201-94)".
- MINISTRY OF CONSTRUCTION (1994). "Specification on Standard for Flood Control (GB 50201-94)".
- NIU, YUNGUANG (1998). "The safety and rehabilitation for earthfill dams" (in Chinese), China WaterPower Press.
- OFFICE OF STATE FLOOD AND DROUGHT RELIEF HEADQUARTERS (1997). "Flood and Drought Disasters in China" (in Chinese), Nanjing Institute of Hydrological and Water Resources, China WaterPower Press.
- PAN, JIAZHENG AND HE, JIN (2000). Large Dam in China – A Fifty - Year Review, China WaterPower Press.
- SHEN CHONGGANG (1992). "Some Experiences on Practice of Emergency Spillways and Fuse Plugs", International Symposium on Dam and Extreme Floods, Granada, Spain.
- SHEN, CHONGGANG, GUO, JUN AND LEMPERIERE, F. (1999). "Emergency spillway structures for extraordinary flood", Proceedings of the '99 International Symposium on Flood Control', Nov. 10-13, Beijing, China.

2. Keep the gate lifting machine reliable and ensure the gate open smoothly.
3. Ensure the power reliable for gate lifting and increase a spare power for necessary.
4. Keep the communication during the flood control.
5. The rainfall information and flood prediction is very important for flood regulation and control.

7.8. REFERENCES

- JIAZHENG PAN JING HE (2000). "Large Dams in China A Fifty-Year Review".
- ER, DAMAO, MIAO, CUI, KONG, XIANGCHUN (1997). "Analyses on Damage and Repair for Main Spillway for Dahuofang Reservoir during 95-7 Flood" (in Chinese), Management on Water Works, Vol. 1, pp. 17-18.
- HAN, RUIYI (1998). "The low flood control standard and refurbishment on the spillway for Dahonghe Project" (in Chinese), Large Dam and Safety, Vol. 12, No. 2.
- HUANG, KIAMO (1997). "Foziling Reservoir Regulation and the Dam Safety", Dam & Safety, No. 3.
- LIU SHUKUN & *al.* (1993). "Handbook of national flood control and mitigation" (in Chinese), Liaoning Peoples Press.
- LU, BAOHUA, ZHENG, YANBO (1997). "The Management on Taking Over the 95-7 Flood for Dahuofang Reservoir" (in Chinese), Management on Water Works, Vol. 1, pp. 1-3.
- MINISTRY OF CONSTRUCTION (1994). "Standard for Flood Control (GB 50201-94)".
- MINISTRY OF CONSTRUCTION (1994). "Specification on Standard for Flood Control (GB 50201-94)".
- NIU, YUNGUANG (1998). "The safety and rehabilitation for earthfill dams" (in Chinese), China WaterPower Press.
- OFFICE OF STATE FLOOD AND DROUGHT RELIEF HEADAUARTERS (1997). "Flood and Drought Disasters in China" (in Chinese), Nanjing Institute of Hydrological and Water Resources, China WaterPower Press.
- PAN, JIAZHENG AND HE, JIN (2000). Large Dam in China – A Fifty - Year Review, China WaterPower Press.
- SHEN CHONGGANG (1992). "Some Experiences on Practice of Emergency Spillways and Fuse Plugs", International Symposium on Dam and Extreme Floods, Granada, Spain.
- SHEN, CHONGGANG, GUO, JUN AND LEMPERIERE, F. (1999). "Emergency spillway structures for extraordinary flood", Proceedings of the '99 International Symposium on Flood Control', Nov. 10-13, Beijing, China.

- SHEN, DEQING, WANG, JIAN (1998). "Achievement on Dahuofang Reservoir for Past 40 Years" (in Chinese), *Management on Water Works*, Vol. 5, pp. 18-22.
- SONG, ENLAI (2000). "The analyses on the incidents of some dams in China", *Large Dam and Safety* (in Chinese), Vol. 14 (2).
- SONG, ENLAI (2002). "Analyses on the Incidents from Several Chinese Dams", *Dam & Safety*, No. 2.
- SUN, CHENGHAI AND TIAN, WEI (1995). "Analysis of PMF on Yunfeng Reservoir" (in Chinese), *Northeast China Hydropower*, Vol. 5, pp. 1-3.
- XU, BAILI & *al.* (1993). "A Survey of Investigation and Design in Hydraulic and Hydroelectric Power Projects" (in Chinese), *Electronic and Scientific University Press*.
- XUE, ZHANQUN, NIU, YUNGUANG (1999). "Review on Water Conservancy Management by 50 Years" (in Chinese), *Construction and Management on Water Works*, Vol. 5, pp. 19-23.
- PAN JIAZHENG (2000). "Hydropower Engineering in China Volume of Operation and Management" (in Chinese), *Chinese Power Press*.
- YUE, ZHONGMING AND YANG, QING (2000). "Shuibuya: The world's highest concrete faced rockfill dam", *the International Journal on Hydropower & Dams*, Vol. 7, Issue 4.
- ZHANG, JINSHENG (1992). "Brief Introduction for Criteria of Floods in China", *International Symposium on Dam and Extreme Floods*, Granada, Spain.
- ZHUANG, XIAN (1999). "Analysis and Technique on 98-6 Extreme Flood Control in Minjiang River", *Management on Water Works*, Vol. 3, pp. 16-19.
- Acknowledgement: Many thanks to Dr. Shen, Chonggang, Prof. Yue, Yuanzhang, Prof. Zhang, Zezhen, Prof. Niu, Yunguang and Prof. Ru, Naihua, who have given me valuable advisement, suggestions and great help on the contribution.

- SHEN, DEQING, WANG, JIAN (1998). "Achievement on Dahuofang Reservoir for Past 40 Years" (in Chinese), *Management on Water Works*, Vol. 5, pp. 18-22.
- SONG, ENLAI (2000). "The analyses on the incidents of some dams in China", *Large Dam and Safety* (in Chinese), Vol. 14 (2).
- SONG, ENLAI (2002). "Analyses on the Incidents from Several Chinese Dams", *Dam & Safety*, No. 2.
- SUN, CHENGHAI AND TIAN, WEI (1995). "Analysis of PMF on Yunfeng Reservoir" (in Chinese), *Northeast China Hydropower*, Vol. 5, pp. 1-3.
- XU, BAILI & *al.* (1993). "A Survey of Investigation and Design in Hydraulic and Hydroelectric Power Projects" (in Chinese), *Electronic and Scientific University Press*.
- XUE, ZHANQUN, NIU, YUNGUANG (1999). "Review on Water Conservancy Management by 50 Years" (in Chinese), *Construction and Management on Water Works*, Vol. 5, pp. 19-23.
- PAN JIAZHENG (2000). "Hydropower Engineering in China Volume of Operation and Management" (in Chinese), *Chinese Power Press*.
- YUE, ZHONGMING AND YANG, QING (2000). "Shuibuya: The world's highest concrete faced rockfill dam", *the International Journal on Hydropower & Dams*, Vol. 7, Issue 4.
- ZHANG, JINSHENG (1992). "Brief Introduction for Criteria of Floods in China", *International Symposium on Dam and Extreme Floods*, Granada, Spain.
- ZHUANG, XIAN (1999). "Analysis and Technique on 98-6 Extreme Flood Control in Minjiang River", *Management on Water Works*, Vol. 3, pp. 16-19.
- Acknowledgement: Many thanks to Dr. Shen, Chonggang, Prof. Yue, Yuanzhang, Prof. Zhang, Zezhen, Prof. Niu, Yunguang and Prof. Ru, Naihua, who have given me valuable advisement, suggestions and great help on the contribution.

8. ÉTUDES DE CAS : EXPÉRIENCES SUR LE PASSAGE DE CRUES EXTRÊMES AU CANADA

8.1. LES ÉVÉNEMENTS DE 1996 À SAGUENAY

Du 19 au 21 juillet 1996, une crue d'une intensité jamais observée précédemment dans cette zone a provoqué des dommages importants aux maisons, routes et réservoirs sur les rivières Chicoutimi et Aux Sables localisées dans la zone appelée Saguenay dans la province de Québec (Canada).

8.1.1. Description du bassin

Les rivières Chicoutimi et Aux Sables s'écoulent à partir du réservoir de Kénogami dont elles sont les deux sorties. Ce réservoir présente la forme d'une ellipse très large recevant des écoulements de nombreuses rivières; le bassin alimentant ces rivières coulant dans une direction parallèle présente une forme quasi-circulaire qui, combinée à un gradient élevé de la région en amont, en fait un bassin versant présentant la réponse la plus rapide du Québec. Sa zone est d'environ 3 500 km² à l'embouchure de la rivière (3 400 km² en amont du réservoir de Kénogami). Le bassin en amont du réservoir est quasiment inoccupé, à l'exception de quelques camps de chasse et de pêche. À l'inverse, toute la périphérie du réservoir et les berges des deux rivières Chicoutimi et Aux Sables sont occupées par des maisons ou des usines.

8.1.2. Description des phénomènes météorologiques

Le 19 juillet 1996, un système météorologique important qui était supposé passer rapidement au sud du bassin des rivières Chicoutimi et Aux Sables a viré de manière inattendue vers le nord et est resté stationnaire sur la zone de captage en amont du réservoir de Kenogami pendant environ 72 heures. La quantité de pluie dans cette zone a atteint 279 mm en une fois dans une des stations de mesure localisées sur le bassin. Cette quantité présentait une période de retour nettement supérieure à 100 ans, selon les observations précédentes.

8.1.3. Écoulements

De telles précipitations n'auraient pas provoqué, dans des conditions normales, autant de dégâts. Cependant, des précipitations importantes et continues pendant les semaines précédentes avaient saturé les sols et les lacs en amont du réservoir et les avaient remplis à un niveau proche du maximum normalement accepté. Les conditions exceptionnelles combinées avec des précipitations très élevées ont créé des débits jamais observés sur ce bassin; des études consécutives ont montré que ces débits étaient supérieurs à celui d'une crue à 10 000 ans.

8. CASE STUDY: EXPERIENCES ON PASSAGE OF EXTREME FLOOD IN CANADA

8.1. THE 1996 EVENTS IN SAGUENAY

From 19 to 21 of July 1996, a flood with an intensity never observed before in this area caused important damages to houses, roads and reservoirs on rivers Chicoutimi and Aux Sables located in the area named Saguenay in the province of Quebec (Canada).

8.1.1. Description of the watershed

The rivers Chicoutimi and Aux Sables flow from the reservoir Kénogami of which they are the two outlets. This reservoir has the form of a very large ellipse receiving flows from many rivers; the watershed supplying these rivers flowing in a parallel direction has a quasi-circular form that, combined with the high gradient of upstream region, makes of it the catchment area with the highest speed of response in Québec. Its area is about 3500 km² at the river embouchure (3400 km² upstream of the Kénogami reservoir). The watershed upstream of the reservoir is almost unoccupied except for some hunting and fishing camps. On the contrary, all the periphery of the reservoir and the banks of the two rivers Chicoutimi and Aux Sables are occupied by houses or factories.

8.1.2. Description of the meteorological phenomena

On July 19, 1996, an important meteorological system that was supposed to pass rapidly over the south of the watershed of rivers Chicoutimi and Aux Sables veered northward unexpectedly and remained stationary on the upstream catchment area of Kenogami reservoir for almost 72 hours leaving in this area a quantity of rain reaching 279 mm at one of the measurement stations located on the watershed. This quantity had a return period definitely higher than 100 years according to previous observations.

8.1.3. Flows

Such a precipitation would not have caused, under normal conditions, as much damages. However, important and continuous precipitations during the previous weeks had saturated soils and lakes upstream of the reservoir and filled it to a level close to its maximum normally accepted. These exceptional conditions combined with very high precipitations created inflows never seen before on this watershed; subsequent studies showed that these inflows were higher than the 1 in 10 000 years flood.

8.1.4. Description des travaux pour le contrôle des crues

La surface du réservoir de Kenogami (52 km²) est très petite par rapport à la zone de captage qu'il draine (3 400 km²), c'est-à-dire seulement 1,5 % (Nicolet, 1997). Ce réservoir réagit très rapidement, un ruissellement de 2,5 cm seulement peut provoquer une élévation de 1,5 m du niveau d'eau dans le réservoir (MEF, 1996). Le volume total du réservoir à son niveau maximum normalement accepté est d'environ 380 millions de m³, et de 481 millions de m³ à son niveau critique de 165,67 m. Cependant, par rapport à son niveau normal en été (environ 164 m), le volume disponible au niveau critique n'est que d'environ 110 millions de m³. Il est à noter que le niveau d'été normal a été abaissé à 163,7 m depuis 1997; de cette manière, la réserve de sécurité est supérieure de 15 millions de m³. Mais cette nouvelle sécurité reste faible par rapport au débit (estimé à environ 500 millions de m³) s'étant écoulé vers le réservoir pendant la crue de juillet 1996.

Le réservoir de Kénogami est contenu par trois barrages et neuf digues (Tableau 7); il existe également une colline appelée Ouiqui qui n'est pas une digue en soi, mais qui est protégée contre l'érosion et dont le niveau de crête est inférieur à celui de certaines digues. Le barrage le plus grand (Portage-des-Roches) contrôle les écoulements vers la rivière Chicoutimi, alors que les deux autres (Pibrac-est et Pibrac-ouest) contrôlent les écoulements vers la rivière Aux Sables. Les berges de ces deux rivières sont occupées par de nombreuses maisons et industries. Quatre réservoirs sont localisés en aval de Portage-des-Roches sur la rivière Chicoutimi et trois sur la rivière Aux Sables en aval des barrages de Pibrac. Tous les réservoirs sont petits par rapport au réservoir de Kénogami et sont régulés au niveau d'eau moyen (Tableau 8).

Le réservoir de Kénogami est le seul à avoir un certain contrôle sur son bassin; toutefois, le fait que la capacité de débit sortant de certains des ouvrages en aval soit inférieure à celle du Kénogami constitue une contrainte majeure pour le fonctionnement de ce réservoir.

Quasiment tous ces ouvrages sont très vieux, mais leur entretien avant 1996 était valable, certains ayant reçu des rénovations importantes seulement quelques années auparavant.

8.2. DÉGATS PENDANT LA CRUE DE 1996

Tous les barrages localisés sur les rivières Chicoutimi et Aux Sables ont souffert de dégâts plus ou moins sérieux. Il est à noter, en particulier, que deux barrages sur la rivière Chicoutimi ont été contournés et que la rivière s'est reconstruite un nouveau canal.

Trois prises d'eau municipales et au moins trois prises d'eau industrielles ont été détruites. Plusieurs sections de chemin de fer et plusieurs ponts ont également été détruits. Plus de 500 maisons ont été endommagées. Le coût total fut supérieur à 700 millions de dollars.

Aucune vie humaine n'est à déplorer comme conséquence directe de l'orage dans ce bassin. Cependant, le même phénomène météorologique a affecté d'autres bassins et, même si ces zones et structures affectées présentaient une échelle

8.1.4. Description of works for the control of floods

The surface of the Kenogami reservoir (52 km²) is very small in comparison with the catchment area that it drains (3400 km²), that is only 1,5% (Nicolet, 1997). This reservoir reacts very rapidly; a run-off of only 2.5 cm can cause a raise of 1,5 m of water level in the reservoir (MEF, 1996). The total volume of the reservoir at its maximal level normally accepted is about 380 millions of m³, it is 481 millions of m³ at its critical level that is 165.67 m. However, in comparison to its normal level in summer (about 164 m), the available volume at the critical level is only about 110 millions of m³. It should be noted that the normal summer level has been lowered to 163.7 m since 1997; with this, the security reserve is 15 millions of m³ higher. But that new security reserve remains small compared to the inflow (estimated at about 500 millions of m³) to the reservoir during the flood of July 1996.

The K enogami reservoir is contained by three dams and nine dikes (Table 7); there is also a hill named Ouiqui that is not properly a dike, but that is protected against erosion and whose crest level is lower than some dikes. The biggest dam (Portage-des-Roches) control flows toward Chicoutimi River, while the two others (Pibrac-east and Pibrac-west) control flows toward Aux Sables River. The shores of these two rivers are occupied by many houses and industries. Four reservoirs are located downstream Portage-des-Roches on the Chicoutimi River and three on the Aux Sables River downstream Pibrac dams. All these reservoirs are small in comparison of K enogami reservoir and are operated at mean water level (Table 8).

The K enogami reservoir is then the only reservoir that has some control on this watershed; however, the fact that the outflow capacity of some of downstream works was lower than those of K enogami constituted a major constraint for the operation of this reservoir.

Almost all these works are very old, but their maintenance before 1996 was adequate, some having received important renovations only a few years before.

8.2. DAMAGES DURING THE 1996 FLOOD

All dams located on rivers Chicoutimi and Aux Sables have suffered more or less serious damages. It is to be noted particularly that two dams on Chicoutimi river were bypassed and that the river constructed itself a new channel.

Three municipal and at least three industrial water intakes were destroyed. Several sections of railways and several bridges were also destroyed. More than 500 houses were damaged. The total cost was more than 700 millions of dollars.

No human life was lost directly due to this storm on this watershed. However, the same meteorological phenomenon has affected other watersheds and, even if those areas and structures affected were on a much smaller scale, altogether five

Tableau 7 :
Barrages et digues du réservoir de Kénogami

Localisation	Nom	Propriétaire	Année de construction	Type	Hauteur maximale (m)	Longueur de la crête (m)	Niveau de la crête (m)	Capacité d'évacuation (2) (mcs)
Réservoir de Kénogami	Barrage Pibrac-East	SIQ	1924	Gravité	19,0	172	165,71 (1)	990
Réservoir de Kénogami	Barrage Pibrac-East	SIQ	1924	Gravité	15,0	143	165,93 (1)	(3)
Réservoir de Kénogami	Barrage Portage-des-Roches	SIQ	1924	Gravité	24,3	454	165,67 (1)	1820
Réservoir de Kénogami	Digue Pibrac-East	SIQ	1924	Matériaux meubles	7,6	117	165,80 (1)	
Réservoir de Kénogami	Digue Pibrac-East	SIQ	1924	Matériaux meubles	10,1	142	165,70 (1)	
Réservoir de Kénogami	Digue Moncouche	SIQ	1924	Terre	7,6	181	166,95	
Réservoir de Kénogami	Digue Creek-sortie No 1	SIQ	1924	Matériaux meubles	13,7	158	165,72 (1)	
Réservoir de Kénogami	Digue Creek-sortie No 2	MEF	1924	Gravité	5,2	31	165,67 (1)	
Réservoir de Kénogami	Digue Creek-sortie No 3	MEF	1924	Gravité	3,6	147	165,67 (1)	
Réservoir de Kénogami	Digue Coulée Gagnon	MEF	1924	Terre	8,0	153	166,61	
Réservoir de Kénogami	Digue Ouiqui	MEF	1925	Terre	18,0	360	166,90	
Réservoir de Kénogami	Ravin Ouiqui	SIQ	1925	Protection	7,6	510	166,3 +	
Réservoir de Kénogami	Digue Cascouia	MEF	1924	Matériaux meubles	14,9	81	167,41	

Tableau 8 :
Barrages sur les rivières Chicoutimi et Aux Sables en aval du réservoir de Kénogami

Localisation	Nom	Propriétaire	Année de construction	Type	Hauteur maximale (m)	Longueur de la crête (m)	Niveau de la crête (m)	Capacité d'évacuation (2) (mcs)
River Chicoutimi	Barrage Garneau	H-Q	1925	Gravité	8	146	137,49 (1)	540 (4)
River Chicoutimi	Barrage Arnaud	H-Q	1912	Gravité	8	168	126,73 (1)	710 (4)
River Chicoutimi	Barrage Blanchette	Elkem Métal	1958	Gravité et terre	1,5	137	109,73 (1)	1080 (5)
River Chicoutimi	Barrage Chicoutimi	Abitibi-Price	1923	Gravité et contrefort	30	245	32,0 (1)	560 (6)
River aux Sables	Barrage de Jonquière	Abitibi-Price	1943	Gravité	8	95	329,79 (1)	400 (7)
River aux Sables	Barrage de Jonquière	Ville de Jonquière	1996	Gravité			120,72 (1)	530 (8)
River aux Sables	Barrage à Besy	Abitibi-Price		Gravité				770 (9)
River aux Sables	Digue à Besy	Abitibi-Price		Terre				770 (9)

- Débordement pendant la crue de juillet 1996
- Sauf indication contraire, valeur au niveau extrême
- Capacité comprise dans celle de Pibrac-Est
- Au niveau critique maximum
- Au niveau maximum de fonctionnement en hiver
- Au niveau 31,5 m
- Au niveau 329,0 m
- Au niveau 120,6 m
- Au niveau 293,5 m (105,9 m géodésique)

Table 7:
Dams and dikes of Kénogami reservoir

Localization	Name	Owner	Year of commissioning	Type	Maximal height (m)	Length of crest (m)	Crest elevation (m)	Discharge capacity (2) (mcs)
Reservoir Kénogami	Barrage Pibrac-East	SIQ	1924	Gravity	19.0	172	165.71 (1)	990
Reservoir Kénogami	Barrage Pibrac-East	SIQ	1924	Gravity	15.0	143	165.93 (1)	(3)
Reservoir Kénogami	Barrage Porta-ge-des-Roches	SIQ	1924	Gravity	24.3	454	165.67 (1)	1820
Reservoir Kénogami	Digue Pibrac-East	SIQ	1924	Embankment	7.6	117	165.80 (1)	
Reservoir Kénogami	Digue Pibrac-East	SIQ	1924	Embankment	10.1	142	165.70 (1)	
Reservoir Kénogami	Digue Moncouche	SIQ	1924	Earth	7.6	181	166.95	
Reservoir Kénogami	Digue Creek-sortie No 1	SIQ	1924	Embankment	13.7	158	165.72 (1)	
Reservoir Kénogami	Digue Creek-sortie No 2	MEF	1924	Gravity	5.2	31	165.67 (1)	
Reservoir Kénogami	Digue Creek-sortie No 3	MEF	1924	Gravity	3.6	147	165.67 (1)	
Reservoir Kénogami	Digue Coulée Gagnon	MEF	1924	Earth	8.0	153	166.61	
Reservoir Kénogami	Digue Outiqui	MEF	1925	Earth	18.0	360	166.90	
Reservoir Kénogami	Ravin Outiqui	SIQ	1925	Protection	7.6	510	166.3 +	
Reservoir Kénogami	Digue Cascouia	MEF	1924	Embankment	14.9	81	167.41	

Table 8:
Dams on Chicoutimi and Aux Sables rivers downstream Kénogami reservoir

Localization	Name	Owner	Year of commissioning	Type	Maximal height (m)	Length of crest (m)	Crest elevation (m)	Discharge capacity (2) (mcs)
River Chicoutimi	Barrage Garneau	H-Q	1925	Gravity	8	146	137.49 (1)	540 (4)
River Chicoutimi	Barrage Arnaud	H-Q	1912	Gravity	8	168	126.73 (1)	710 (4)
River Chicoutimi	Barrage Blanchette	Elkem Métal	1958	Gravity and earth	15	137	109.73 (1)	1080 (5)
River Chicoutimi	Barrage Chicoutimi	Abitibi-Price	1923	Gravity and buttress	30	245	32.0 (1)	560 (6)
River aux Sables	Barrage de Jonquière	Abitibi-Price	1943	Gravity	8	95	329.79 (1)	400 (7)
River aux Sables	Barrage de Jonquière	Ville de Jonquière	1996	Gravity			120.72 (1)	530 (8)
River aux Sables	Barrage à Bésy	Abitibi-Price		Gravity				770 (9)
River aux Sables	Digue à Bésy	Abitibi-Price		Earth				770 (9)

1. Overtopping during the flood of July 1996
2. Unless otherwise stated, value at extreme level
3. Capacity included in that of Pibrac-East
4. At maximal critical level
5. At maximal level of operation in winter
6. At level 31,5 m
7. At level 329,0 m
8. At level 120,6 m
9. At level 293,5 m (105,9 m geodesic)

nettement plus petite, au total, cinq personnes ont trouvé la mort; seul un décès peut être associé à la rupture du barrage, les autres étant le résultat de routes ou de ponts entraînés par la crue sur les rivières sans barrage.

8.3. RAISONS DERRIÈRE LES PROBLÈMES

Comme indiqué précédemment, les études depuis les événements de 1996 ont montré clairement que la période de retour de cette crue était supérieure à 10 000 ans, même en tenant compte d'une augmentation importante dans l'estimation statistique des crues suite à ces événements (MEF/Hydro-Québec, 1998); la plupart des structures sur les deux rivières ne présentaient pas la capacité de faire face à une telle crue.

La nature particulière de l'orage en juillet 1996 est la raison pour laquelle les opérateurs des barrages n'ont reçu aucune alerte; de plus, le volume était tel qu'il dépassait le volume que le réservoir aurait pu accumuler s'il avait été vide. Une alerte d'au moins 15 jours aurait été nécessaire pour vider le réservoir sans dommages et il est évident qu'une telle option était impossible.

Les barrages de Portage-des-Roches et Pibrac présentent de nombreuses vannes à batardeau en plus des vannes à écluse. La capacité de ces vannes était insuffisante en 1996 et le fonctionnement des batardeaux était long et très difficile : plusieurs de ceux-ci se sont bloqués et un débordement sur les barrages a rendu le fonctionnement des équipements de levage risqué après un certain laps de temps.

Reconstruction : les barrages endommagés ont tous été réparés; leur capacité d'écoulement sortant a été augmentée en tenant compte des informations les plus récentes. Un meilleur système d'alerte de crue a été mis en place pour le captage de Kénogami. Des vannes contrôlées à distance ont remplacé les batardeaux afin de permettre un fonctionnement plus rapide et sûr au niveau des barrages de Portage-des-Roches et Pibrac. Les excavations des canaux sont planifiées pour la rivière Aux Sables afin d'améliorer sa capacité de décharge. Le niveau de crête des digues sera rehaussé tout autour du réservoir de Kénogami de manière à ce que le niveau critique soit relevé d'un mètre; ceci fournira 70 hm³ (millions de mètres cubes) de volume de stockage supplémentaire pour le contrôle d'une crue extrême, qui correspond à 60 % de stockage supplémentaire pour les conditions d'été. Comme ceci ne suffit pas, une capacité de stockage supplémentaire de 274 hm³ (dont 200 hm³ pour la condition d'été, + 170 %) sera obtenue par la construction d'un nouveau barrage en amont du réservoir de Kénogami; le nouveau réservoir permettra la réduction des débits dans le réservoir de Kénogami pendant les crues extrêmes.

Actions politiques : Dès que tous les équipements ont été sécurisés, le gouvernement du Québec a créé rapidement une commission scientifique (Nicolet, 1997) pour évaluer les causes et proposer des solutions afin d'éviter une répétition de ces dommages. Le rapport de la commission présente une description détaillée des travaux et des événements de juillet 1996 pour le bassin de Kénogami ainsi que pour les autres bassins dans cette zone. Parmi les 69 recommandations, on notera :

- la création de comités de bassin en charge de la coordination des agences publiques et des autorités pour le fonctionnement des barrages; chaque comité devrait comprendre des représentants des ministères impliqués, des

people died as a result; but only one can be connected to a dam break, others being the result of roads or bridges swept away by the flood on rivers without dam.

8.3. REASONS BEHIND PROBLEMS

As indicated before, studies since 1996 events have clearly shown that the return period of this flood was over 10 000 years even when taking into account an important increase in statistical estimation of floods due to these events (MEF/Hydro-Québec, 1998); most structures on the two rivers did not have the capacity to face such a flood.

The particular nature of the July 1996 storm is the reason why operators of dams received no warning; moreover, inflows volume was such that it exceeded the volume that the reservoir could have accumulated even if it had been empty. As a warning of at least 15 days would have been necessary to empty the reservoir without damages, it is evident that such an option would be impossible.

Portage-des-Roches and Pibrac dams have many stop log gates in addition to sluice gates. The capacity of these gates was insufficient in 1996 and operation of stop logs was very long and difficult: several of them jammed in place and overflow on dams made operation of lifting equipments a risky thing after some time.

Reconstruction: damaged dams have all been restored; their outflow capacity has been increased taking into account most recent information. A better flood warning system has been put in place for the Kénogami catchment. Remote controlled gates replaced stop logs to permit a more rapid and secure operation at Portage-des-Roches and Pibrac dams. Channel excavations are planned for Aux Sables river to improve its discharge capacity. Crest level of dikes will be raised all around Kénogami reservoir so that critical level is raised by one meter; this will provide 70 hm³ (millions of cubic meters) of additional storage volume for extreme flood control, that correspond to 60% more storage for summer conditions. As this is not sufficient, an additional 274 hm³ of storage capacity (of which 200 hm³ for summer condition, +170%) will be obtained with the construction of a new dam upstream of Kénogami reservoir; the new reservoir will allow reducing inflows to Kénogami reservoir during extreme floods.

Political actions: As soon as all equipments were secured, Québec government rapidly created a scientific commission (Nicolet, 1997) to evaluate the causes and propose solutions so as to avoid repetition of such damages. The commission report presents a detailed description of works and July 1996 events as well as Kénogami watershed than for other watersheds in the area. Amongst the 69 recommendations, one should note:

- creation of watershed committees in charge of coordination of local public agencies and of authorities responsible for the operation of dams; each committee will include representatives from involved ministries, from

municipalités localisées sur le bassin, des propriétaires et des opérateurs du barrage, des groupes environnementaux, sociaux ou économiques ; plusieurs de ces comités ont été mis sur pied dans les mois qui ont suivi la présentation du rapport ;

- la réforme des lois sur l'eau et les barrages et, de manière générale, un développement de normes de sécurité complètes et précises qui s'appliquent aux barrages ; la loi québécoise sur la sécurité des barrages a été adoptée en 2000 (Gouvernement du Québec, 2000) et les modifications qui s'y rapportent ont été adoptées en 2002 (Gouvernement du Québec, 2002) ;
- l'établissement d'un registre des barrages au Québec ; tous les propriétaires de barrages doivent donner au responsable du registre toutes les informations et tous les plans nécessaires pour l'inscription des structures dans ce registre, qui est accessible au public. Tous les projets non enregistrés dans les délais prescrits peuvent être démontés ou confisqués par le gouvernement si cela est jugé utile. Le comité a découvert pendant son enquête que certains petits barrages au Québec étaient « orphelins », que personne ne s'en occupait et qu'ils étaient dans un état déplorable. L'établissement de ce registre a démarré en 1998 et il a été rendu officiel par l'adoption d'une loi en 2000 ; cette loi impose, entre autres, sa mise à jour continue.

On peut voir que des actions importantes ont été prises après les événements de 1996. Manifestement, aucune de ces actions ne peut garantir à 100 % que ces événements ne se produiront plus, mais on peut espérer que les risques seront grandement réduits.

8.4. RÉFÉRENCES

GOUVERNEMENT DU QUÉBEC (2000). Dam safety act.

GOUVERNEMENT DU QUÉBEC (2002). Dam safety regulation.

MEF (1996). Operation of Kénogami reservoir. Environnement et faune Québec, Gouvernement du Québec.

MEF/HYDRO-QUEBEC (1998). Région Saguenay – Étude des crues du bassin du réservoir du Lac_Kénogami, rapport conjoint Hydro-Québec/MEF. Volume I – Principal, 302 pp. & Volume II – Annexes, 400 pp.

NICOLET, R. *et al.* (1997). Report of the scientific and technical Commission on management of dams (en français). Gouvernement du Québec, 220 p. and annexes.

municipalities located on the watershed, from owners and operators of dams, from environmental, social or economic groups; several of these committees have been put in place within months that followed the presentation of the report;

- reform of laws covering water and dams and overall, development of a complete and precise regulating standards of safety that applies to dams; the Quebec law on dams safety was adopted in 2000 (Gouvernement du Québec, 2000) and the relevant regulations were adopted in 2002 (Gouvernement du Québec, 2002);
- establishment of a register of dams in Quebec; all dams owners must give to the responsible of the register all information and plans required for inscription of the structures in this register that is accessible to public. All projects not registered in prescribed delays can be dismantled or taken over by the government if it is judged useful. The committee discovered during its inquiry that some small dams in Quebec were "orphans" that no one took care of these orphan dams and so were in a deplorable state. The establishment of this register began as soon as 1998 and it was made official by adoption of the law in 2000; this law requires among other things its continual updating.

It can be seen that important actions have been taken following 1996 events. Obviously, no one of these actions can guarantee at 100% that such events will never happen again, but one can hope that risks will be greatly reduced by these actions.

8.4. REFERENCES

GOUVERNEMENT DU QUÉBEC (2000). Dam safety act.

GOUVERNEMENT DU QUÉBEC (2002). Dam safety regulation.

MEF (1996). Operation of Kénogami reservoir. Environnement et faune Québec, Gouvernement du Québec.

MEF/HYDRO-QUEBEC (1998). Région Saguenay – Étude des crues du bassin du réservoir du Lac_Kénogami, rapport conjoint Hydro-Québec/MEF. Volume I – Principal, 302 pp. & Volume II – Annexes, 400 pp.

NICOLET, R. *et al.* (1997). Report of the scientific and technical Commission on management of dams (en français). Gouvernement du Québec, 220 p. and annexes.

9. ÉTUDES DE CAS : EXPÉRIENCE SUR LE PASSAGE DE CRUES EXTRÊMES AU BRÉSIL

9.1. NOTE SUR LE CAS DE L'ÉVACUATEUR DU BARRAGE DE TUCURUI

Le schéma hydroélectrique d'une capacité de 8 000 MW de Tucurui est localisé sur la rivière Tocantins, dans le bassin de l'Amazone au Brésil du Nord. Le bassin de Tocantins-Araguaia présente un captage de 750 000 km² et est alimenté par des précipitations abondantes, typiques pour le Brésil du Nord. Pendant la planification et l'implémentation des constructions de la première phase de développement du projet, une crue exceptionnellement grande avec un pic d'environ 70 000 m³/s est survenue en mars 1980 au site de construction. Cet événement a donné lieu à une nouvelle considération approfondie de la capacité nominale de l'évacuateur et à une comparaison systématique des méthodologies statistiques spécialisées de prévision de crue et des PMP-PMF avec l'avis d'un conseil international d'experts en hydrologie et hydrométéorologie. La période d'enregistrements systématiques de précipitations sur l'immense zone de captage était d'environ 45 ans à ce moment, les enregistrements d'écoulement collectés sur une période de 25 ans ont été étendus par l'utilisation d'un modèle précipitation-ruissellement calibré. Les meilleures estimations de pics de crue en utilisant un PMF-PMP et une analyse statistique pour une période de retour de 10 000 ans a présenté une très forte divergence dans la plage de 100 000 à 160 000 m³/s qui, en fonction des meilleures connaissances disponibles, n'a pas pu être résolue. La raison principale pour cette grande incertitude est l'interprétation des modèles de tempête et la coïncidence de la propagation des hydrogrammes de crue le long des sous-bassins Tocantins et Araguaia. La difficulté essentielle de ce cas était l'inadéquation des méthodologies de prévision à être appliquées à un bassin d'une telle taille et le caractère très incertain des événements hydrométéorologiques de tempête extrêmes. Enfin, la crue nominale sélectionnée de l'évacuateur correspond à un pic de 100 000 m³/s, une capacité extrême de 112 000 m³/s. Pour des raisons de sécurité, une capacité d'évacuateur supplémentaire est fournie par un barrage en échancrure fermant une vallée latérale qui peut être rompu dans l'éventualité de la survenue d'une crue excédentaire par rapport à la capacité nominale. L'évacuateur de Tucurui fonctionne depuis 1985, date de la fin de la construction du barrage.

9. CASE STUDY: EXPERIENCE ON PASSAGE OF EXTREME FLOOD IN BRAZIL

9.1. NOTE ON THE CASE OF THE TUCURUI DAM SPILLWAY

The 8000 MW capacity Tucuruí Hydroelectric Scheme is located on the Tocantins River, Amazon Basin in Northern Brazil. The Tocantins-Araguaia Basin has a catchment area of 750 000 km² and is fed by abundant precipitation, typical for Northern Brazil. During planning and constructive implementation of the first phase development of the Project, an exceptionally large flood with a peak of approximately 70 000 m³/s at the construction site occurred in March 1980. This event gave rise to a renewed and deepened consideration of Spillway design capacity and a systematic comparison of specially devised Statistical and PMP-PMF flood forecasting methodologies with the advice of an international panel of experts in hydrology and hydrometeorology. The period of systematic rainfall records over the very sizeable catchment area represented some 45 years at that time, streamflow records collected over a period of 25 years were extended by use of a calibrated rainfall-runoff model. Best estimates of flood peaks using PMF-PMP and statistical analysis for a period of return of 10 000 years presented a large discrepancy in the range of 100 000 to 160 000 m³/s that, to the best knowledge available, could not be resolved. Main reason for this very large uncertainty was the interpretation of storm patterns and the coincidence in the propagation of flood hydrographs along the Tocantins and Araguaia sub-basins. The essential difficulty of this case was the inadequacy of forecasting methodologies for the application to such a huge basin and the very uncertain character of extreme hydro-meteorological storm events. Ultimately, the selected spillway design flood corresponds to a peak of 100 000 m³/s, an ultimate capacity of 112 000 m³/s. For reasons of safety, an additional spillway capacity is provided by a saddle dam closing a lateral valley that can be breached in the possible case of the occurrence of a flood in excess of the design capacity. The Tucuruí Spillway has been operating since 1985, date of completion of the dam construction.

Imprimerie de Montligeon
61400 St Hilaire le Châtel
Dépôt légal : Juin 2012
N° 25867
ISSN 0534-8293



INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES
61, avenue Kléber, 75116 Paris
Téléphone : (33-1) 47 04 17 80 - Fax : (33-1) 53 75 18 22
<http://www.icold-cigb.org/>