POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Application de l'approche par conséquences à l'étude d'un bris de barrage par temps sec dû à un séisme
Title:

Auteur: Rémi Robbe
Author:

Date: 2006

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Robbe, R. (2006). Application de l'approche par conséquences à l'étude d'un bris de barrage par temps sec dû à un séisme [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/7734/
Citation:

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: https://publications.polymtl.ca/7734/
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Claude Marche, Najib Bouaanani, & Benoît Robert
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

APPLICATION DE L'APPROCHE PAR CONSÉQUENCES À L'ÉTUDE D'UN BRIS DE BARRAGE PAR TEMPS SEC DÛ À UN SÉISME

RÉMI ROBBE
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
MARS 2006

©Rémi Robbe, 2006

Library and Archives Canada

Published Heritage Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et Archives Canada

Direction du Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 978-0-494-17966-6
Our file Notre référence
ISBN: 978-0-494-17966-6

NOTICE:
The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:
L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

APPLICATION DE L'APPROCHE PAR CONSÉQUENCES À L'ÉTUDE D'UN BRIS DE BARRAGE PAR TEMPS SEC DÛ À UN SÉISME

présenté par : ROBBE Rémi
en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président
M. MARCHE Claude, Ph.D., membre et directeur de recherche
M. BOUAANANI Najib, Ph.D., membre et codirecteur de recherche
M. ROBERT Benoît, Ph.D., membre et codirecteur de recherche
M. SASSI Taoufik, M.Sc., membre

Dédicace

À mes parents et à Élizabeth.

Remerciements

Ce mémoire n'aurait pas pu être fait sans l'aide de mes directeurs de recherche. Je tiens donc à remercier Claude Marche, Benoît Robert et Najib Bouaanani pour leur soutien, leur temps et leurs conseils.

Je tiens également à remercier Fredéric et Luciano pour leur aide et leur support.

Merci également à Hydro-Québec qui m'a fourni de précieux renseignements pour mener à bien cette maîtrise.

Résumé

Durant l'hiver 1998 au Québec, la crise du verglas, pendant laquelle des millions de personnes ont été privés d'électricité, a causé le décès de plusieurs dizaines de personnes et engendré des milliards de dollars de dommages. Il a été montré, après coup, que l'ampleur de ce sinistre a été amplifiée par le manque de préparation des autorités et des gens à de telles situations.

Pour augmenter la sécurité des Québécois vis-à-vis de tels sinistres, plusieurs mesures ont été prises. Parmi elles, la loi 173 sur la sécurité civile a pour objectif de protéger et préparer les gens face à plusieurs menaces en créant, entre autres, des plans de sécurité civile, au niveau municipal. La Loi sur la sécurité des barrages, quant à elle, vise plus spécifiquement la menace que représentent les barrages, nombreux au Québec. Cette loi impose l'établissement, entre autres, de plans de mesures d'urgence qui permettent de préparer les gestionnaires de l'ouvrage et la population à un bris de barrage.

Afin d'obtenir les informations nécessaires à ces deux plans, une analyse de risque de rupture par temps sec, due à un séisme, est menée, constituant le premier objectif de cette maîtrise. Pour réaliser cette étude, la nouvelle approche dite "par conséquences" est utilisée. Elle se distingue des analyses classiques en considérant comme point de départ la caractérisation de la zone d'étude en fonction des conséquences potentielles des inondations. L'étude, appliquée au cas particulier du barrage Mercier et de la ville de Maniwaki, permet également de traiter, comme objectifs complémentaires, d'autres points de la loi sur la sécurité des barrages : la mise en place du plan de gestion des eaux retenues, l'évaluation de la crue de sécurité et la résistance du barrage aux séismes.

La première étape de l'analyse par conséquences est une caractérisation vis-à-vis d'une inondation de la municipalité étudiée. Ainsi, une relation entre conséquences et niveaux

d'eau dans la ville est obtenue et représentée sur une courbe dite de conséquences. Ensuite, l'écoulement correspondant à un scénario de rupture est déterminé à l'aide du logiciel FLDWAV qui se base sur la méthode des différences finies pour résoudre les équations de Saint-Venant. Une étude structurale permet alors d'identifier les conditions sismiques pouvant mener au bris. L'analyse du comportement sismique du barrage est faite avec le logiciel ADINA utilisant la méthode des éléments finis. La stabilité de l'ouvrage est évaluée avec une étude pseudo-statique effectuée par le programme CADAM. Le lien "rupture / écoulement de rupture" est ainsi créé.

Pour clore l'analyse, une synthèse permet d'assembler les résultats de chaque partie pour répondre aux différents objectifs. Les informations nécessaires au plan de mesures d'urgence et au plan de sécurité civile sont regroupées.

La présente étude permet de montrer que l'approche par conséquences est bien adaptée au traitement du risque de rupture de barrage et révèle les avantages qu'elle peut apporter par rapport aux analyses de risques dites "classiques".

Abstract

During the winter of 1998, in Quebec, the ice storm, during which millions of people were deprived of electricity, caused the death of several people and generated billions of dollars in damages. Afterwards, it was shown, that this disaster was amplified by the lack of preparation of the authorities and the population regarding such situations. To increase the safety of the population of Quebec in such disasters, several measures were taken.

Among them, Bill 173 on Emergency Preparedness (Bill tabled in the National Assembly on December 5, 2000) aims the protection of human life and of property against disasters and other events of a similar nature by creating emergency plans at the municipal level. More specifically, the Dam Safety Act and Regulation, also known as Law 93, aims the threats that represent the dams in Quebec. This law imposes the preparation of emergency plans in order for the managers of these infrastructures and the population to be ready in case of a dam burst.

In order to obtain the information necessary to the realisation of these two plans, a risk analysis of a sunny day failure is carried out. This first step constitutes the main objective of this master's thesis. To realise this study, the new approach called "the consequences approach" is used. This approach differs from the traditional approaches of risk analysis by taking for a starting point the characterization of a particular zone according to the potentially generated consequences after a breaking of the dam. The study, applied to the particular case of the Mercier dam and the town of Maniwaki, also makes it possible to deal with other points of Law 93.

The first step of the consequences approach is a characterization of the studied municipality with respect to a flood. Thus, a relation between the consequences and the

level of the water in the city is obtained and represented on a curve – the consequences curve. Then, the flow corresponding to the rupture of the dam is given using the software FLDWAV which is based on the finite differences method to solve the equations of Saint-Venant. A structural study follows to calculate the seismic conditions inducing out the dam burst. This study allows us to relate the rupture to the flow of rupture. The analysis of the seismic behaviour of the dam is made with the software called ADINA using the finite elements method. The stability of the dam is evaluated with a pseudo-static study carried out by the program CADAM.

A synthesis closes the analysis and permits us to assemble the results of each part of the report to answer its objectives. Information necessary to the planning of emergency measures and the planning of civil safety is gathered.

The present study also enables to show that the consequences approach is adapted to the study of the risk of rupture of a dam and reveals that this approach can bring certain advantages compared to the "traditional" risk analysis methods.

Table des matières

DÉDICACE iv
REMERCIEMENTS v
RÉSUMÉ vi
ABSTRACT viii
TABLE DES MATIÈRES x
LISTE DES TABLEAUX xiii
LISTE DES FIGURES xiv
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS xvi
LISTE DES ANNEXES xvii
INTRODUCTION 1
CHAPITRE 1 : ANALYSE DE RISQUES ET CADRE DE L'ÉTUDE 4
1.1 Objectif de l'étude 4
1.2 La Loi sur la sécurité des barrages (L.R.Q., chapitre S-3.1.01) 5
1.2.1 Cadre général 5
1.2.2 Points de la loi approfondis 5
1.3 Analyses de risques 7
1.3.1 Analyses classiques du risque de rupture de barrage 7
1.3.2 Une nouvelle méthode d'analyse de risques 9
1.4 Déroulement de l'étude 10
1.5 Cadre de l'étude 13
CHAPITRE 2 : CARACTÉRISATION DE LA ZONE D'ÉTUDE 16
2.1 Objectif 16
2.2 Hypothèses de travail 17
2.3 Courbe de conséquences 17
2.4 Données 18
2.5 Démarche de l'analyse 20

2.6 Présentation des résultats 20
2.7 Conclusion et utilisation des résultats 24
CHAPITRE 3 : ÉTUDE HYDRAULIQUE DE LA RIVIÈRE GATINEAU 26
3.1 Objectifs 26
3.2 Hypothèses de modélisation 27
3.2.1 Utilisation des équations de Saint-Venant (1871) 27
3.2.2 Utilisation de l'équation de Manning 28
3.2.3 Utilisation d'un coefficient de Manning composite pour le cas d'une rivière recouverte de glace 29
3.2.4 Modélisation de la rivière Désert 30
3.2.5 Méthode de résolution du problème hydraulique 31
3.2.6 Autres hypothèses 31
3.3 Différences finies et description de FLDWAV 31
3.3.1 La méthode des différences finies 32
3.3.2 Le logiciel FLDWAV 35
3.4 Données 37
3.5 Présentation des résultats 40
3.5.1 Calculs nécessaires au plan de gestion des eaux retenues 40
3.5.2 Calculs pour le plan de mesures d'urgence 44
3.6 Conclusion 52
CHAPITRE 4 : ÉTUDE STRUCTURALE DU BARRAGE MERCIER 54
4.1 Objectif 54
4.2 Analyse du comportement dynamique du barrage 55
4.2.1 Hypothèses de modélisation 55
4.2.2 Méthode des éléments finis et présentation du logiciel ADINA 63
4.2.3 Présentation des résultats 70
4.2.4 Conclusion de l'analyse dynamique 81
4.3 Analyse de stabilité du barrage Mercier 82
4.3.1 Objectifs 82

4.3.2 Outil utilisé pour étudier la stabilité du barrage 82
4.3.3 Description de CADAM 82
4.3.4 Hypothèses de calcul 86
4.3.5 Présentation des résultats 88
4.3.6 Conclusion de l'analyse de stabilité 91
4.4 Conclusion 91
CHAPITRE 5 : SYNTHÈSE 93
Objectif 1 : Plan de mesures d'urgence pour la loi 93 93
5.1.1 Résumé de la démarche 93
5.1.2 Utilisation des résultats 94
Objectif 2 : Plan de sécurité civile pour la loi 173 98
Objectif 3 : Plan de gestion des eaux retenues de la Loi sur la sécurité des barrages 99
Objectif 4 : Vérifier la résistance aux séismes du barrage imposée par la Loi sur la sécurité des barrages 100
Objectif 5 : Aider à améliorer la définition de la crue de sécurité de la Loi sur la sécurité des barrages 100
Objectif 6 : Valider l'approche par conséquences 101
CONCLUSION 103
RÉFÉRENCES 106
ANNEXE 109

Liste des tableaux

Tableau 4.1 : Comparaison des pulsations propres théoriques et calculées par ADINA 73

Liste des figures

Figure 1.1 : Déroulement de l'étude 12
Figure 1.2 : Carte situant Maniwaki 13
Figure 1.3 : Photographie du Barrage Mercier au Québec 14
Figure 1.4 : Secousses sismiques prévisibles 15
Figure 2.1 : Objectifs du chapitre 2 16
Figure 2.2 : Carte de Maniwaki 19
Figure 2.3 : Territoire inondé pour une élévation de la rivière 171m dans les deux zones 22
Figure 2.4 : Courbe de conséquence relative au risque d'inondation dans la ville de Maniwaki 23
Figure 3.1 : Objectifs du chapitre 3 26
Figure 3.2 : Définition des sections de calcul dans FLDWAV 38
Figure 3.3 : Courbe d'emmagasinement du réservoir Baskatong 39
Figure 3.4 : Relation "débit barrage/niveau Maniwaki" 42
Figure 3.5 : Relation "débit barrage/niveau Maniwaki" en présence de glace 43
Figure 3.6 : Forme de la brèche dans le barrage 45
Figure 3.7 : Hydrogramme de rupture généré par FLDWAV 47
Figure 3.8 : Hydrogramme de rupture calculé par Matlab 48
Figure 3.9 : Élévation de l'eau dans la zone 1 (fond de brèche à 211 m) 49
Figure 3.10 : Élévation de l'eau dans la zone 2 (fond de brèche à 211 m) 49
Figure 3.11 : Relation Élévation de brèche/Niveau d'eau dans Maniwaki 51
Figure 4.1 : Objectifs du chapitre 4 54
Figure 4.2 : Section d'étude du barrage Mercier 57
Figure 4.3 : Pseudospectre d'accélération de la région du barrage Mercier (pour une période de retour de 1/2500 ans et un amortissement de 5 %) .. 61
Figure 4.4 : Accélérogramme du séisme du Saguenay 1988 62

Figure 4.5 : Accélérogramme du séisme de Nahanni de 1985 62
Figure 4.6 : Accélérogramme du séisme de Miramichi de 1982 63
Figure 4.7 : Discrétisation du barrage 64
Figure 4.8 : Élément et déplacements 65
Figure 4.9 : Modélisation du barrage Mercier et du réservoir 70
Figure 4.10 : Premier mode de résonance du système barrage+réservoir 74
Figure 4.11 : Pseudospectres originaux et pseudospectre cible
(pour une période de retour de 1/2500 ans et un amortissement de 5 %) 75
Figure 4.12 : Pseudospectres des séismes modifiés
(pour une période de retour de 1/2500 ans et un amortissement de 5 %) 76
Figure 4.13 : Accélérogrammes original et modifié du séisme du Saguenay 77
Figure 4.14 : Accélérogrammes original et modifié du séisme de Nahanni 77
Figure 4.15 : Accélérogrammes original et modifié du séisme de Miramichi 78
Figure 4.16 : Répartition des contraintes principales 1 dans
le barrage Mercier soumis au séisme du Saguenay 79
Figure 4.17 : Répartition des contraintes principales 1 dans
le barrage Mercier soumis au séisme de Nahanni 80
Figure 4.18 : Répartition des contraintes principales 1 dans
le barrage Mercier soumis au séisme de Miramichi 80
Figure 4.19 : Disposition des joints de construction dans le barrage 87
Figure 4.20 : Évolution du coefficient SSF pour le premier cas d'étude de stabilité 89
Figure 4.21 : Évolution du coefficient SSF pour le second cas d'étude de stabilité 90
Figure 5.1 : Relation "Hauteur de brèche/Niveau Maniwaki" 95
Figure 5.2 : Courbe de conséquences relative au risque d'inondation dans Maniwaki ... 96
Figure 5.3 : Seuils d'inondation dans la ville de Maniwaki
en fonction du débit au barrage Mercier 99

Liste des sigles et abréviations

OSF	:	Overturning Safety Factor
RSRB	:	Risque Standardisé de Rupture de Barrage
SSF	:	Sliding Safety Factor
USBR-CFR	:	United States Bureau of Reclamation – Comprehensive Facility Review

Liste des annexes

Annexe I : Coefficients sismiques à appliquer pour vérifier la résistance aux séismes selon la Loi sur la sécurité des barrages..... 109

Introduction

La préoccupation majeure des gens et des sociétés en général est d'évoluer dans un environnement sécuritaire. Beaucoup de moyens et d'efforts sont mis en œuvre par les autorités à différents niveaux (municipal, régional, national) pour assurer la sécurité de chacun.

Cependant, l'actualité nous a rappelé récemment, avec l'ouragan Katrina qui a touché le sud des États-Unis fin août 2005, que même les pays semblant être les mieux préparés aux catastrophes peuvent connaître des pertes humaines et matérielles importantes. Au Québec, la crise du verglas de 1998 pendant laquelle 50 % de la province a été privée d'électricité et qui a provoqué 30 décès et 3 milliards de dollars de dommage, est un autre exemple de situations qui peuvent engendrer des dégâts considérables (Baudette, 2005).

Le point commun entre ces deux catastrophes est qu'il a été mis en évidence, *a posteriori*, que l'ampleur des dégâts est due à un manque de préparation des gens, mais surtout des autorités, face à de tels événements. Dans le cas de l'ouragan Katrina par exemple, une semaine au moins a été nécessaire pour mettre en place des mesures de secours efficaces.

Au Québec, à la suite de sinistres majeurs tels que celui du verglas, la loi 173, dite "loi sur la sécurité civile", a été promulguée pour augmenter la prévention et la préparation de la province envers de telles situations. Cette loi, adoptée en 2002, a pour objectif, entre autres, de responsabiliser toutes les personnes à la sécurité. Les générateurs de risque de sinistres majeurs ont l'obligation de déclarer la menace qu'ils représentent sur la société et l'environnement. Il est également de la responsabilité des citoyens de se renseigner, auprès de leurs municipalités, des dangers encourus et des consignes de

sécurité en vigueur (Assemblée nationale du Québec, 2002). À cet égard, les municipalités et les régions doivent prévoir des mesures de sécurité afin de prévenir et de préparer les populations aux situations extrêmes. Au niveau municipal, cela se traduit par l'établissement d'un plan de sécurité civile pour déterminer les risques qu'encourt la municipalité. Lorsqu'un barrage se trouve en amont, un de ces risques peut être la rupture de l'ouvrage.

Pour diminuer le risque que représentent ces ouvrages, la Loi sur la sécurité des barrages (L.R.Q., chapitre S-3.1.01) réglemente la gestion des barrages et impose les règles de surveillance à observer et les normes minimales de sécurité à respecter vis-à-vis des risques sismiques et hydrologiques. Elle prévoit également la mise en place d'un plan de mesures d'urgence pour préparer les populations et atténuer les conséquences du bris (Assemblée nationale du Québec, 2000).

La présente étude a pour but de mener une analyse du risque de rupture afin d'obtenir les informations nécessaires à la mise en place de ce plan de mesures d'urgence. Pour cela, l'approche par conséquences est utilisée et appliquée à l'étude du risque de rupture par temps sec (due à un séisme) du barrage Mercier et ses conséquences potentielles sur la ville de Maniwaki, situés sur le cours de la rivière Gatineau, au Québec. En outre, l'approche par conséquences permet de répondre à d'autres attentes de la loi sur la sécurité des barrages du point de vue de la gestion de l'ouvrage et de sa résistance aux événements extrêmes. Les résultats de l'analyse servent également à la mise en place du plan de sécurité civile de Maniwaki. Ce travail constitue une illustration de la mise en œuvre de l'approche par conséquences et il est important de noter que les résultats présentés sont effectués avec des hypothèses simplificatrices et qu'ils ne permettent pas de tirer de conclusions sur la situation actuelle de Maniwaki et du barrage Mercier.

Dans un premier chapitre, les différents objectifs de l'étude ainsi qu'une description du barrage Mercier et de la ville de Maniwaki sont présentés. Ensuite, la caractérisation de

la municipalité envers une inondation, point de départ de l'étude par conséquences, est exposée au chapitre 2. Une étude hydraulique est menée, permettant de relier le niveau d'eau dans la municipalité aux conditions d'écoulements de rupture dans la rivière Gatineau. L'analyse structurale du barrage Mercier est alors effectuée et permet d'établir les conditions sismiques menant au bris de l'ouvrage. Le chapitre 5 synthétise la démarche effectuée et permet d'assembler les résultats des différentes parties. Ce mémoire se termine sur une appréciation globale de l'approche proposée.

Chapitre 1 : Analyse de risques et cadre de l'étude

1.1 Objectif de l'étude

La loi 173 sur la sécurité civile exige des municipalités qu'elles établissent un plan de sécurité civile pour améliorer la prévention et la préparation de la population. Un plan de mesures d'urgence doit également être mis en place par les propriétaires de barrage dans le cadre de la Loi sur la sécurité des barrages. C'est dans ce contexte légal que se place cette étude. Afin d'obtenir les informations nécessaires aux plans d'urgence, une analyse du risque de rupture par temps sec (rupture due à un séisme) est menée. Le bris et ses conséquences sont abordés pour le cas particulier d'un barrage et d'une municipalité du Québec.

Afin d'effectuer la présente étude, une nouvelle méthode d'analyse de risques est utilisée. Cette approche, dite "par conséquences", se distingue des analyses classiques et permet de vérifier la conformité du barrage selon d'autres critères de la Loi sur la sécurité des barrages. En effet, la loi ne se résume pas à l'établissement d'un plan de mesures d'urgence, elle exige, entre autres, de mettre en place un plan de gestion des eaux retenues et de s'assurer de la résistance minimale aux séismes et aux crues. Ces points sont également approfondis dans ce mémoire.

Ainsi, les différents objectifs de ce travail sont :

1. Déterminer les conditions, l'écoulement et les conséquences de la rupture par temps sec du barrage pour établir le plan de mesures d'urgence exigé par la Loi sur la sécurité des barrages ;
2. Dans le cadre de la loi 173, déterminer les conséquences de la rupture et obtenir les informations pertinentes à la création du plan de sécurité civile municipal ;

3. Dans l'optique de la création du plan de gestion des eaux retenues, préciser le lien entre débit à l'ouvrage et niveaux d'eau ;
4. Vérifier la résistance du barrage aux séismes d'analyse imposée par la loi ;
5. Préciser les conséquences d'une rupture pour améliorer la définition de la crue de sécurité (relative à une rupture par submersion) ;
6. Montrer comment l'approche par conséquences est adaptée à ce type d'étude et la confronter aux analyses de risques dites classiques.

1.2 La Loi sur la sécurité des barrages (L.R.Q., chapitre S-3.1.01)

1.2.1 Cadre général

Les objectifs 1, 3, 4 et 5 de cette maîtrise se placent essentiellement dans le cadre de la Loi sur la sécurité des barrages qui a pour but "d'accroître la sécurité des barrages qui y sont soumis et conséquemment, de protéger les personnes et les biens contre les risques associés à la présence de ces ouvrages" (Assemblée Nationale du Québec, 2000).

La loi définit les ouvrages pour lesquels elle s'applique et donne les dispositions que le gestionnaire de l'ouvrage doit suivre. Elle constitue un guide formel pour évaluer la sécurité d'un barrage et la zone qu'il menace. Elle définit également la surveillance à effectuer sur l'ouvrage et impose la résistance que l'ouvrage doit avoir pour plusieurs scénarios. Pour cette maîtrise, le risque de rupture dû à un séisme est étudié. Cependant, il est important de mentionner qu'une étude plus exhaustive est exigée par la Loi sur la sécurité des barrages.

1.2.2 Points de la loi approfondis

Dans l'article 35 du règlement sur la sécurité des barrages (complément au texte de la Loi sur la sécurité des barrages), il est mentionné que le propriétaire d'un barrage doit

prévoir des mesures, en cas de rupture du barrage, pour protéger les zones occupées en amont et en aval de l'ouvrage et pour diminuer les conséquences du bris. Ces informations sont regroupées dans un plan de mesures d'urgence qui doit également comprendre, pour chaque municipalité concernée, les différentes situations pouvant mener à la rupture d'un barrage et une description du territoire et des édifices principaux affectés. Ces situations sont typiquement les cas de ruptures dues à un séisme ou à une crue. Pour satisfaire les exigences de ce point de la loi, les conditions du bris, l'écoulement et les conséquences de la rupture de barrage doivent être étudiées. Les résultats de cette analyse seront présentés pour le cas de rupture par temps sec (objectif 1).

Outre le plan d'urgence, le propriétaire du barrage doit également mettre en place un plan de gestion des eaux qui comprend les contraintes et les informations relatives à l'exploitation courante du barrage et du réservoir. Il est mentionné dans l'article 30 du règlement sur la sécurité des barrages que les seuils d'inondation en aval doivent être déterminés pour les zones occupées. Il est alors nécessaire de connaître le comportement hydraulique de la rivière. Cela peut se traduire par une relation entre débit à l'ouvrage et niveau d'eau dans les zones occupées (objectif 3).

La Loi sur la sécurité des barrages stipule les normes minimales de sécurité que le barrage doit respecter. Dans le cas d'une rupture par temps sec, une carte permet de déterminer l'accélération minimale du séisme pour lequel l'ouvrage doit rester stable, en fonction des caractéristiques sismiques de la zone d'étude. L'étude de stabilité se fait avec une analyse pseudostatique (objectif 4).

Dans la Loi sur la sécurité des barrages, le risque de rupture hydrologique du barrage est défini en fonction du niveau des conséquences d'un bris. En effet, l'article 17 du règlement sur la sécurité des barrages stipule :

> "Le niveau des conséquences d'une rupture du barrage est déterminé selon les caractéristiques du territoire qui serait affecté par la rupture, localisé, sauf

> exception, en aval du barrage et en considérant, parmi plusieurs scénarios de rupture, celui qui entraîne le niveau de conséquences le plus important." (Assemblée Nationale du Québec, 2000)

À titre d'exemple, un ouvrage représentant un niveau de conséquences moyen, selon la définition de la loi, devra être capable de résister à une crue naturelle de probabilité de 1 tous les 1000 ans. Cette crue est alors appelée "crue de sécurité". Cependant, les conséquences générées par un bris dû à cette crue ne correspondront pas nécessairement au scénario de rupture qui a permis de déterminer le niveau de conséquences utilisé par la loi. Une caractérisation plus précise de la zone inondable pour le cas de rupture hydrologique permettrait de mieux définir la crue de sécurité (objectif 5).

1.3 Analyses de risques

L'établissement du plan d'urgence d'un barrage passe, entre autres, par une analyse du risque de rupture de l'ouvrage. Cette étude permet d'étudier les conditions de bris, l'écoulement résultant et les conséquences que cela entraîne. Pour la mener, une nouvelle méthode est utilisée. Avant de la présenter, il est intéressant de voir le principe de fonctionnement des analyses de risques dites classiques.

1.3.1 Analyses classiques du risque de rupture de barrage

L'analyse de risques est l'utilisation des informations disponibles pour estimer le risque menaçant les individus ou la population, les propriétés ou l'environnement. L'analyse de risques comprend généralement les étapes suivantes : définition du domaine, identification de la menace et estimation du risque. (ICOLD, 1999).

Dans le domaine de la gestion des barrages, il existe plusieurs méthodes qui permettent d'évaluer le risque de rupture de la structure. Parmi elles, il peut être cité les exemples des méthodes Risque Standardisé de Rupture de Barrage (RSRB), développée à l'École

Polytechnique de Montréal, et USBR-CFR (pour Comprehensive Facility Review), créée par le *United States Bureau of Reclamation* (Marche, 2004).

Ces approches au calcul de risques ont toutes en commun le fait de considérer le risque de rupture comme une combinaison de la probabilité de rupture et des conséquences du bris. Le déroulement de ces analyses est globalement le suivant :

- Détermination des scénarios de rupture suite à une submersion en période de crue et de rupture sans submersion, dites "temps sec". Ces scénarios considèrent des conditions extrêmes de rupture (notion de *Worst Case Scenario*) ;
- Évaluation des probabilités de rupture et d'apparition des scénarios ;
- Détermination de l'inondation maximale provoquée par la rupture en calculant le débit de rupture et le niveau d'eau à l'aval du barrage ;
- Les conséquences reliées à cette inondation maximale sont calculées et exprimées généralement en termes de pertes de vie d'une part et en termes de pertes matérielles exprimées sous forme monétaire d'autre part ;
- Calcul du risque comme le produit des probabilités et des conséquences. Deux résultats sont obtenus : un pour le risque de perte de vie humaine et un pour le risque économique.

Une telle manière d'estimer le risque de rupture a des inconvénients. En effet, le fait de ne considérer que des événements extrêmes (le pire scénario) induit l'utilisation de très faibles valeurs de probabilités. Comme les conséquences de ces situations sont en général très lourdes, le risque obtenu correspond donc au produit d'un nombre très petit par un très grand et cela diminue la signification physique du résultat (Marche, 2004). En outre, le fait de devoir quantifier les conséquences ne permet pas de saisir tous les enjeux de la zone d'étude. Les impacts psychologiques ou les effets à long terme ne sont pas pris en compte, par exemple.

Comme dans la Loi sur la sécurité des barrages, les analyses classiques ne considèrent les conséquences que pour le scénario qui génère le plus de dégâts. Il y a alors une perte de précision dans la définition du risque de rupture, car les conséquences ne correspondent pas nécessairement au bris étudié.

Le fait de ne considérer que la pire situation peut mener à ne pas prendre en compte des situations intermédiaires, plus probables, mais moins intenses, qui pourraient conduire à la rupture. De tels cas peuvent se produire avec le vieillissement du barrage ou lorsqu'il y a un dysfonctionnement (comme un évacuateur de crue non fonctionnel).

1.3.2 Une nouvelle méthode d'analyse de risques

Pour apporter une réponse aux limitations des analyses classiques et partant du constat que la caractérisation des conséquences est la raison d'être de l'analyse, une nouvelle méthode a été développée au *Centre risque & performance* de l'École Polytechnique de Montréal. Il s'agit de l'approche par conséquences. Le point de départ de cette technique d'analyse de risques n'est plus de considérer des scénarios, mais de "partir de la diminution d'efficience d'un système" (Petit et al., 2004). À partir de cet ensemble de conséquences, l'étude détermine la ou les conditions pouvant l'engendrer.

Ainsi, pour l'étude du risque de rupture de barrage, on ne cherche plus à savoir "Que se passe-t-il si tel séisme se produit ?". L'approche par conséquences pose le problème différemment pour essayer de répondre à la question "Quelles sont les conditions qui peuvent amener cette inondation dans la ville ?". Le point de départ de l'analyse devient alors une caractérisation de la zone d'étude pour une inondation. Partant des niveaux de conséquences établis, l'analyse remonte alors vers les causes de bris de barrage pouvant engendrer ces conséquences.

1.4 Déroulement de l'étude

Le risque de rupture d'un barrage par temps sec est analysé selon l'approche par conséquences. L'étude est appliquée à un barrage particulier du Québec et les conséquences du bris sont définies dans une municipalité en aval de l'ouvrage. Le déroulement de l'analyse sera présenté en plusieurs parties qui correspondent aux étapes suivantes.

Étape 1 : Caractérisation de la zone d'étude

- Déterminer, en fonction du niveau d'eau dans la ville, le nombre et le type de bâtiments touchés par l'inondation ;
- Définir les conséquences d'une inondation éventuelle dues à un bris de barrage comme l'exige la Loi sur la sécurité des barrages, pour le plan de mesures d'urgence ;
- Apporter des informations nécessaires à la mise en place du plan de sécurité civile municipal.

Étape 2 : Étude hydraulique de la rivière Gatineau

- Caractériser l'écoulement de la rivière sur laquelle se trouvent la municipalité et le barrage ;
- Obtenir une relation simple entre le niveau d'eau dans la ville et le débit pour la mise en place du plan de gestion des eaux retenues ;
- Pour l'étude du risque de bris de barrage, présenter une relation entre le niveau d'eau dans la ville et la forme de la brèche dans le barrage ;
- Calculer le temps de l'arrivée de l'onde de crue dans la ville.

Étape 3 : Étude structurale du barrage Mercier

- Déterminer le comportement dynamique du barrage et identifier les zones faibles de l'ouvrage vis-à-vis d'un séisme propre à la zone d'étude ;
- Établir les conditions sismiques pouvant mener à la rupture ;
- Relier l'accélération sismique causant le bris à la hauteur de brèche dans l'ouvrage ;
- Vérifier la résistance au séisme du barrage définie dans la Loi sur la sécurité des barrages.

Une synthèse conclura l'étude pour assembler les résultats de chaque partie et apporter ainsi une réponse à chacun des objectifs. Le déroulement de l'analyse a été schématisé sur la figure 1.1. Pour chaque étape, les objectifs concernés sont indiqués.

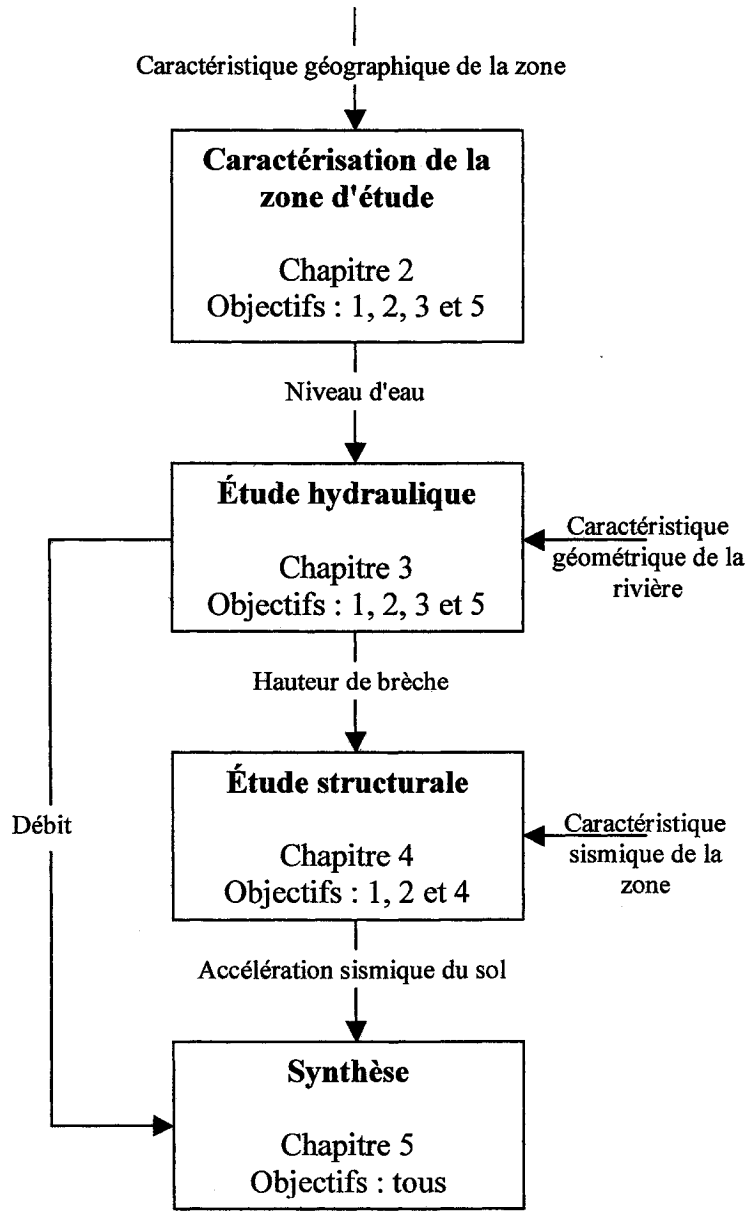


Figure 1.1 : Déroulement de l'étude

1.5 Cadre de l'étude

Dans le cadre de cette maîtrise, l'analyse par conséquences est appliquée à un cas particulier : l'étude du risque de rupture par temps sec du barrage Mercier à l'amont de la ville de Maniwaki. Cette municipalité, d'environ 8000 habitants, est située à environ deux heures de route au nord d'Ottawa, dans l'Outaouais québécois. Maniwaki est située sur le cours de la rivière Gatineau (figure 1.2).

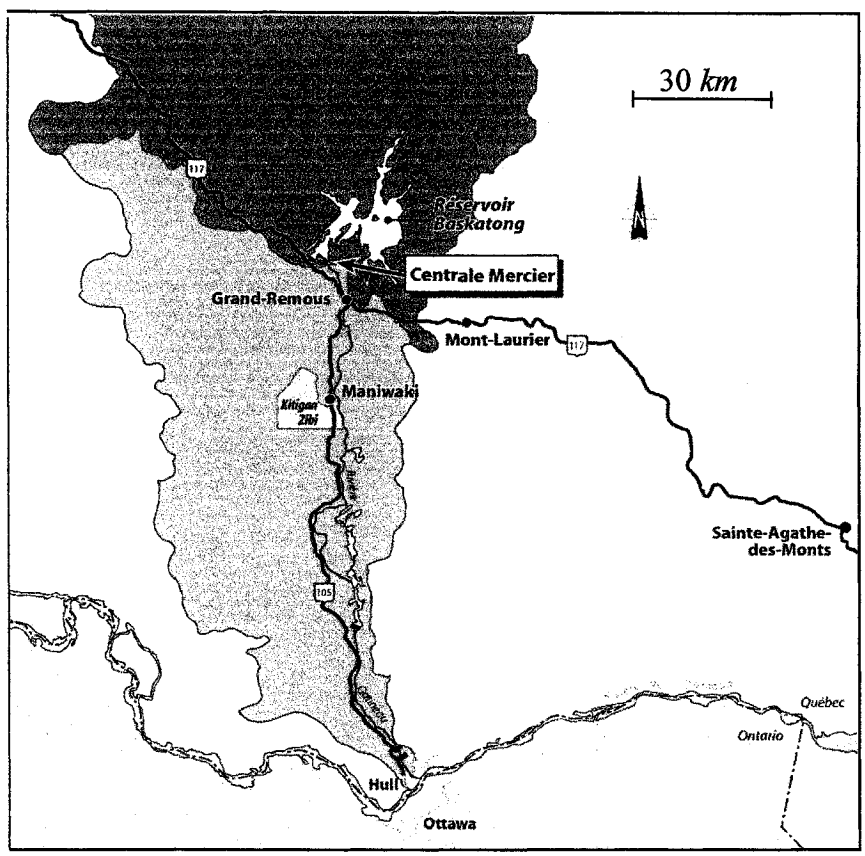


Figure 1.2 : Carte situant Maniwaki
(Hydro-Québec, 2005)

Le barrage Mercier se trouve en amont de Maniwaki, sur la rivière Gatineau. Il s'agit d'un ouvrage de retenue du réservoir Baskatong (figure 1.3).

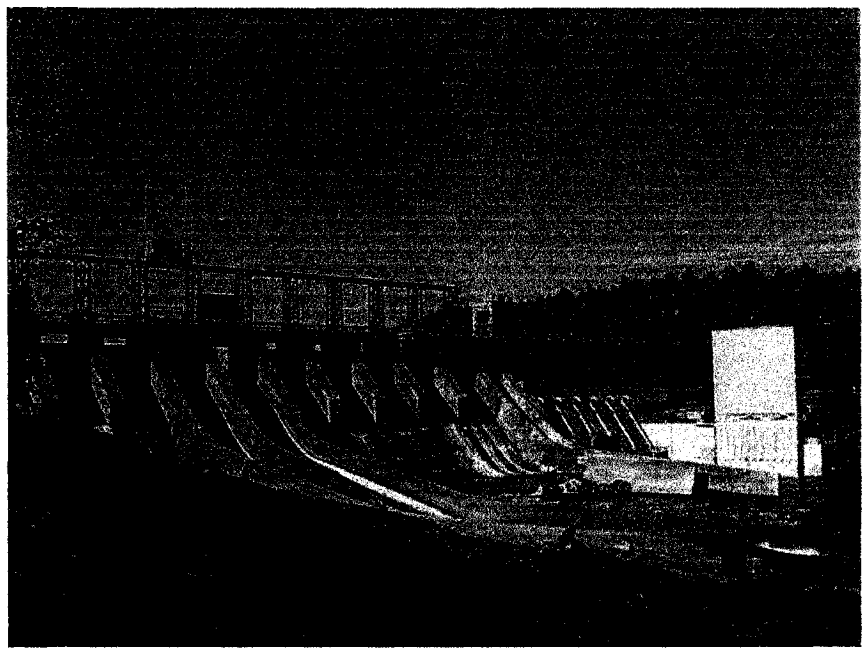


Figure 1.3 : Photographie du Barrage Mercier au Québec

Ce barrage-poids d'une trentaine de mètres de hauteur a été construit entre 1926 et 1927 pour Hydro-Québec. Il subit actuellement une réfection générale et une centrale de production hydro-électrique lui est ajoutée (Hydro-Québec, 2005).

La rupture du barrage due à un séisme sera plus particulièrement étudiée dans le cadre de cette maîtrise. Le Québec se situe dans une zone où les tremblements de terre sont relativement fréquents. En effet, cette province présente une sismicité assez développée et il y a déjà été enregistré des secousses importantes, comme au Saguenay en 1988, avec un séisme de magnitude 6 sur l'échelle de Richter. La figure 1.4 montre l'intensité des secousses sismiques au Canada, exprimées en termes d'accélération maximale prévisible. Les parties les plus foncées indiquent les endroits où la séismicité est la plus importante. On peut voir que Maniwaki (au nord d'Ottawa) et le barrage Mercier se trouvent dans une telle zone, justifiant ainsi la prise en compte d'une menace sismique.

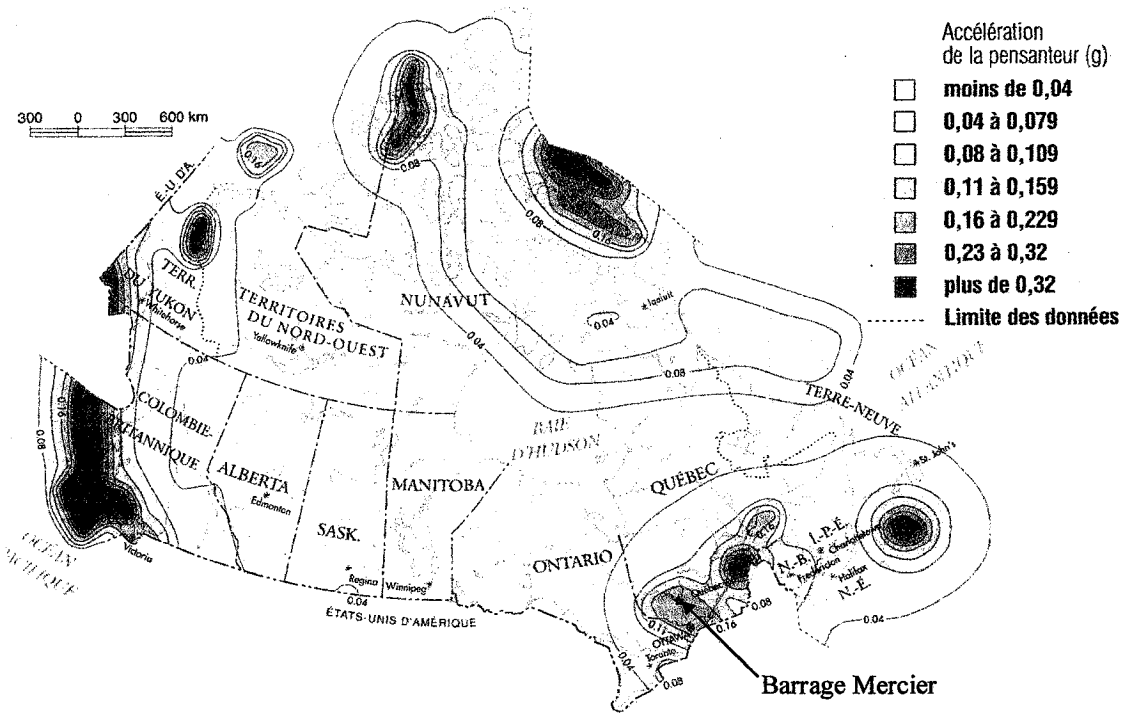


Figure 1.4 : Secousses sismiques prévisibles
(Sauvegarde, 2001)

Comme le barrage a près de 80 ans, il paraît naturel d'essayer de considérer l'âge et l'usure de celui-ci dans cette étude. Cette autre source de rupture qu'est la fatigue a été combinée au chargement statique du réservoir (pression de l'eau induite par le réservoir) et au séisme dans nos calculs.

Chapitre 2 : Caractérisation de la zone d'étude

2.1 Objectif

Pour l'analyse du risque de rupture de barrage, il est nécessaire de déterminer les conséquences d'un bris sur la zone aval. Dans le cadre de cette étude, elles sont limitées à Maniwaki. L'objectif (figure 2.1) de ce chapitre est d'évaluer comment la municipalité est affectée par l'inondation consécutive à une augmentation du niveau de la rivière Gatineau.

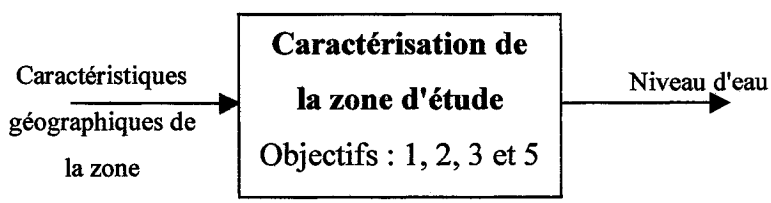


Figure 2.1 : Objectifs du chapitre 2

Cette caractérisation constitue le point de départ de l'analyse par conséquences et permet d'obtenir une relation entre niveau d'eau et conséquences, représentées par une "courbe de conséquences". Ce type de courbe sera présenté dans ce chapitre.

Les informations alors obtenues sont utiles à la création des plans de mesures d'urgence et de gestion des eaux retenues du barrage. Elles sont également utilisables pour l'établissement du plan de sécurité civile.

2.2 Hypothèses de travail

- Pour un écoulement donné de la rivière Gatineau, le niveau de l'eau (exprimé par son élévation par rapport au niveau de la mer) ne sera pas nécessairement le même dans toute la ville. Par exemple, pour une élévation de 170 m à l'entrée de la rivière dans Maniwaki, la côte de l'eau pourrait être de 169 m à sa sortie. C'est pour cela que deux zones d'études dans lesquelles la côte de l'eau est supposée uniforme seront considérées pour prendre en compte le dénivelé de la rivière. Ceci permet de mieux définir les conséquences dans chacune des zones.

- Les conséquences considérées pour ce travail seront le nombre, le type de bâtiments touchés et leur rôle en cas d'urgence.

2.3 Courbe de conséquences

Le lien entre niveau d'eau et niveau de conséquences sera représenté à l'aide d'une courbe de conséquences. Cet outil a été développé par le *Centre risque & performance* de l'École Polytechnique de Montréal.

Ce type de courbe permet de visualiser sur un graphique comment un système est affecté par l'ensemble des conditions gênant son bon fonctionnement. Dans l'étude du risque d'inondation en question, elle permettra de déterminer le nombre et le type de bâtiments touchés en fonction du niveau de la rivière Gatineau dans la ville de Maniwaki exprimé par son élévation par rapport au niveau de la mer.

Le *Centre risque & performance* a également développé des outils informatiques permettant de générer automatiquement des courbes de conséquences liées à un risque d'inondation. Ces programmes, appelés *CONSEQ* et *DOMINO*, ne seront cependant pas

utilisés ici, car ils nécessitent les données numérisées de la zone d'étude (Robert et al., 2006).

2.4 Données

Les principales sources d'informations pour mener à bien ce chapitre sont des cartes. Pour caractériser la zone d'étude, c'est-à-dire pour connaître le degré et le type d'occupation dans Maniwaki, une carte disponible sur le site internet de la ville a été utilisée (figure 2.1).

Cette carte identifie les principaux édifices de la municipalité, comme la mairie, la sûreté du Québec ou les services incendies.

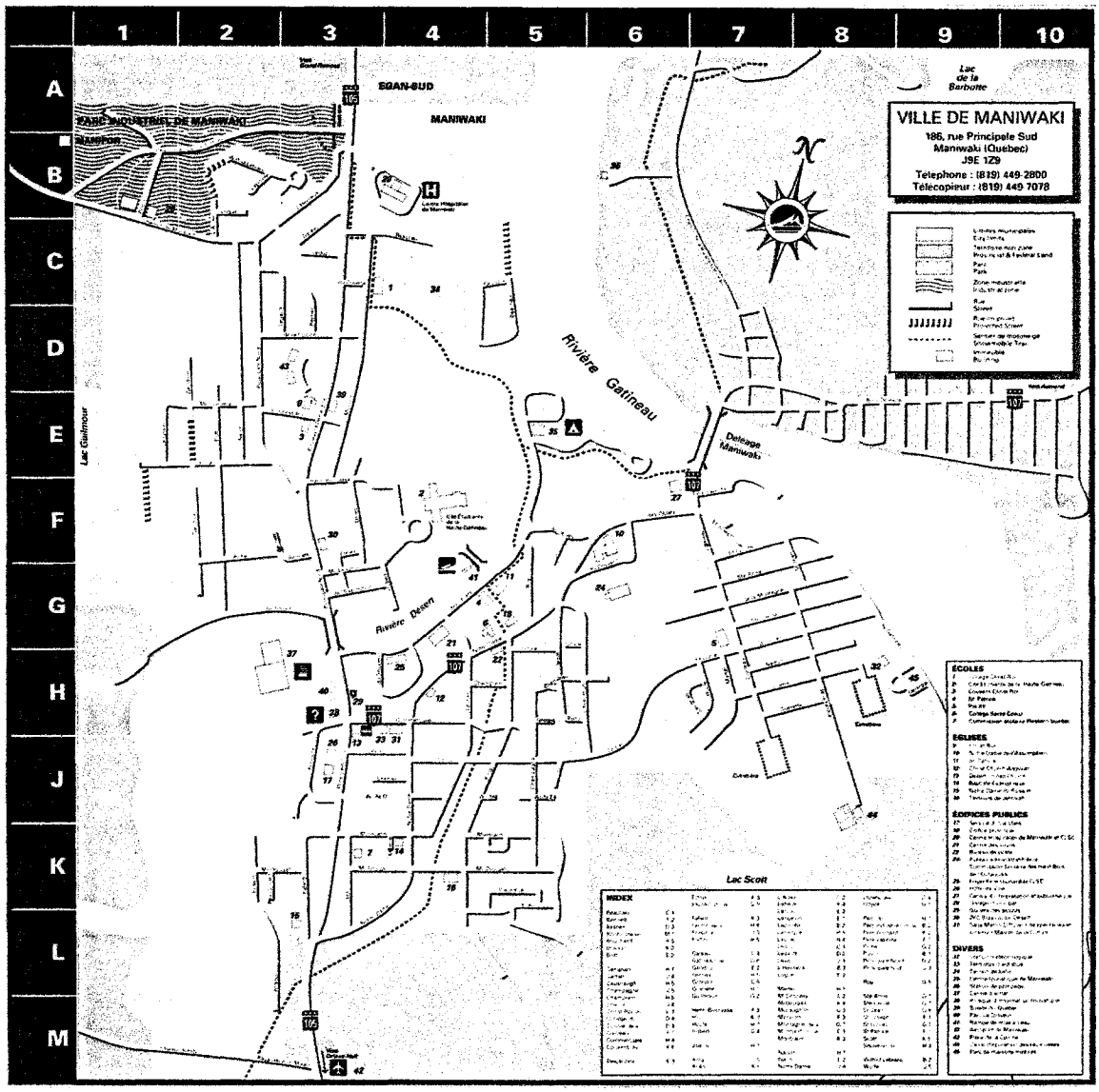


Figure 2.2 : Carte de Maniwaki

(Ville de Maniwaki, 2005)

Pour établir un lien entre niveau d'eau dans la ville et niveau de conséquences d'une inondation, il faut connaître la topographie de la zone d'étude. Cette information est importante, car elle permet d'identifier les bâtiments touchés selon la côte de la surface de l'eau. La direction générale du domaine territorial (organisme du ministère des Terres et Forêts du Québec) met à disposition gratuitement des cartes représentant le risque

d'inondation de différentes municipalités pour de nombreux lacs et cours d'eau. Sur ces cartes, les régions inondables relatives aux crues centenaire (dont la probabilité d'occurrence annuelle est de 1 tous les 100 ans) et de vingt ans sont représentées. Ce n'est pas autant la délimitation de ces zones que la précision de la carte qui est intéressante pour ce travail. En effet, la municipalité de Maniwaki y est représentée à l'échelle 1:10000 et des courbes de niveau y sont indiquées tous les 0,5 m. Cette carte permet également de localiser les habitations de la ville.

2.5 Démarche de l'analyse

Pour déterminer le niveau de conséquences en fonction de l'inondation de la ville, les étapes suivantes sont suivies :

- un niveau d'eau (exprimé par la côte de la surface par rapport au niveau de la mer) est choisi. Le premier niveau correspond à l'élévation de l'écoulement moyen de la rivière Gatineau et les niveaux suivants sont choisis selon les courbes de niveau disponibles sur la carte ;
- la surface délimitée par ce niveau d'eau est mise en évidence sur la carte ;
- le nombre et le type de bâtiments à l'intérieur de cette zone sont déterminés ;
- le lien entre niveau d'eau et niveau de conséquences est établi et représenté.

2.6 Présentation des résultats

Après avoir suivi la démarche expliquée dans le paragraphe précédent, des cartes représentant les zones inondées dans Maniwaki pour plusieurs niveaux ont été déterminées. Un exemple de ces cartes est présenté avec la figure 2.3. Les territoires de la municipalité dont l'élévation est inférieure à 171 m par rapport au niveau de la mer

sont grisés. Deux tons de gris sont utilisés, le plus foncé correspond à la zone 1 et le plus clair à la zone 2.

Ces zones seront alors inondées pour un écoulement entraînant une élévation de la rivière Gatineau supérieure ou égale à 171 m au point de référence de ces zones. Il est important de noter que les parties inondables de la municipalité de Deléage ne sont pas indiquées.

Ce type de carte permet de visualiser les bâtiments inondables pour le niveau en question. Ils sont représentés par un polygone noir. Leur décompte permet de générer une courbe de conséquences. Pour identifier le type de construction, c'est-à-dire pour repérer les bâtiments ayant une importance particulière, la figure 2.2 a été utilisée conjointement à la figure 2.3.

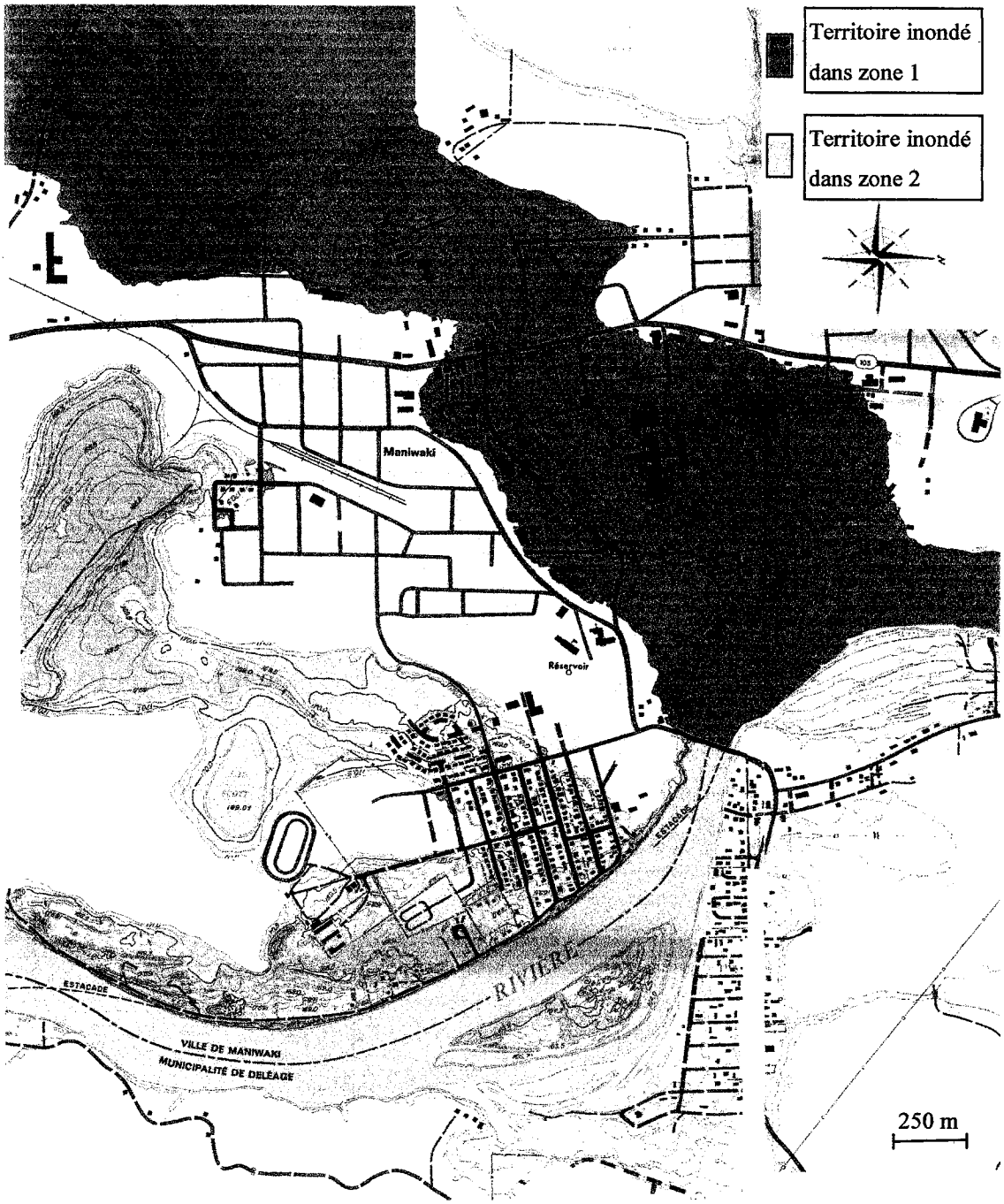


Figure 2.3 : Territoire inondé pour une élévation de la rivière 171m dans les deux zones

L'analyse de ces cartes pour plusieurs niveaux d'eau permet alors de construire la courbe de conséquences du risque d'inondation dans la ville de Maniwaki (figure 2.4).

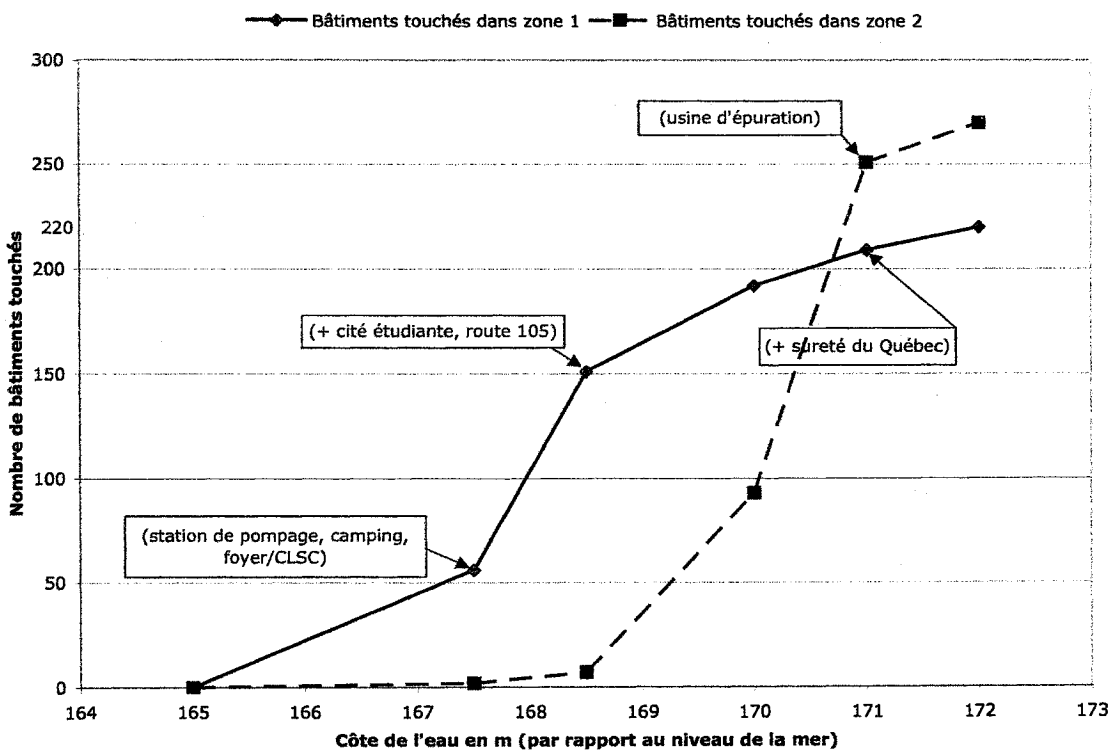


Figure 2.4 : Courbe de conséquence relative au risque d'inondation dans la ville de Maniwaki

Le nombre de bâtiments touchés par une inondation permet de déterminer le nombre de personnes affectées, si l'occupation de chacun d'eux est connue. Une approximation de ce nombre peut être faite en supposant un taux d'occupation moyen pour chaque bâtiment, en interprétant sa fonction.

Par exemple, le nombre approximatif de personnes travaillant à la sûreté du Québec ou le nombre moyen de personnes par habitation "conventionnelle" sont des informations qui permettent de raffiner la connaissance des conséquences d'une inondation sur la

municipalité. De plus, le nombre de personnes desservies par les services de l'usine d'épuration peut être un autre moyen d'évaluer les dommages du sinistre.

Le nombre de personnes affectées dépend également du moment où se produit le sinistre. En effet, l'occupation du camping ne sera pas la même l'hiver et l'été, ou le nombre de personnes par habitation n'est pas le même le jour et la nuit.

Ces exemples sont autant de possibilités d'augmenter la précision et la quantité d'informations disponibles sur la courbe de conséquence.

2.7 Conclusion et utilisation des résultats

Dans ce chapitre, la ville de Maniwaki a été caractérisée par rapport au risque d'inondation due à une augmentation du niveau de la rivière Gatineau. Grâce à la courbe de conséquences 2.4, le nombre et le type de bâtiments touchés par une inondation sont connus. Par exemple, si l'élévation de l'eau est 168,5 m dans la zone 1 de la ville, 150 bâtiments seront inondés donc :

- la station de pompage de la ville ;
- un camping ;
- un foyer/CLSC ;
- la cité étudiante ;
- la route 105.

Le type d'information que donne cette courbe est très intéressant pour le plan de sécurité civile dans un objectif de planification. En effet, le fait de connaître précisément comment la ville est affectée par une inondation permet de prévoir les chemins d'évacuation possibles, de connaître les bâtiments à l'abri du sinistre (pour la mise en place d'éventuels centres d'hébergement) et de préparer les secours à agir vers les zones

sensibles identifiées. La courbe de conséquences pourrait être optimisée en précisant des informations relatives aux besoins et recommandations de la ville de Maniwaki. Ceci nécessite que la courbe soit créée avec les responsables de la municipalité.

Pour établir le plan de gestion des eaux retenue, il est nécessaire de connaître les seuils d'inondation. Ces seuils correspondent à la description du territoire inondé en fonction des conditions d'écoulement de la rivière Gatineau au niveau du barrage Mercier. La courbe de conséquences 2.4 constitue la première étape de cet objectif. De même, pour l'établissement du plan de mesures d'urgence du barrage, cette courbe permet de caractériser précisément le territoire potentiellement touché par une rupture de barrage, comme l'exige la Loi sur la sécurité des barrages. Il est important de noter que, dans le cadre de cette maîtrise, la caractérisation des conséquences n'est faite que pour Maniwaki. Pour le plan d'urgence, il faudrait obtenir des courbes pour chaque ville concernée par la rupture du barrage Mercier.

À présent, les conditions hydrauliques pouvant engendrer ces niveaux d'eau doivent être déterminées.

N.B. : La présente étude a pour objectif, entres autres, d'évaluer le risque de rupture d'un barrage, consécutivement à un séisme, et des conséquences sur une ville voisine. Il faut alors noter que si un séisme est assez fort pour provoquer le bris de l'ouvrage de retenue, il est probable que la municipalité subisse également des dommages. Ce fait est à prendre en compte dans l'établissement du plan de sécurité civile de la ville de Maniwaki.

Chapitre 3 : Étude hydraulique de la rivière Gatineau

3.1 Objectifs

La caractérisation de Maniwaki vis-à-vis d'une inondation a permis de relier les conséquences aux niveaux d'eau pouvant les engendrer. Il est maintenant nécessaire d'évaluer l'écoulement de la rivière Gatineau lié à cette élévation.

L'objectif de cette partie est double (figure 3.1) :

- Déterminer une relation entre niveau d'eau dans Maniwaki et débit au barrage Mercier pour le plan de gestion des eaux retenues ;
- Déterminer une relation entre niveau d'eau dans Maniwaki et forme de la brèche dans le barrage pour l'établissement des plans d'urgence barrage et municipal.

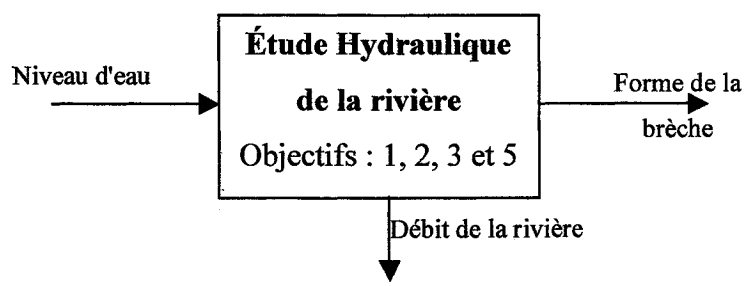


Figure 3.1 : Objectifs du chapitre 3

Pour établir la relation "débit ouvrage/niveau Maniwaki", une première modélisation simplifiée de la rivière est utilisée. Ensuite, une condition amont représentant l'écoulement consécutif à un bris est appliquée au modèle.

3.2 Hypothèses de modélisation

Afin de mener à bien l'étude hydraulique développée dans cette partie, plusieurs hypothèses de calcul sont faites. Elles vont à présent être détaillées.

3.2.1 Utilisation des équations de Saint-Venant (1871)

Pour déterminer le débit de la rivière au barrage générant un niveau d'eau donné dans Maniwaki, il faut étudier l'écoulement du cours d'eau. En mécanique des fluides, les équations de Navier Stokes permettent de modéliser fidèlement le comportement d'un fluide (liquide ou gaz) en fonction de ses propriétés physiques, des forces qui lui sont appliquées et du champ de vitesse dans lequel il se trouve.

Ce modèle demande beaucoup d'informations et les équations qui le représentent peuvent s'avérer complexes à résoudre. C'est pour cela qu'en hydraulique, et plus particulièrement pour l'étude des cours d'eau, les équations de Saint-Venant sont généralement utilisées. En effet, elles constituent une simplification du modèle de Navier Stokes pour un écoulement libre en milieu peu profond, unidimensionnel et qui a pour vitesse une valeur moyenne sur la section du cours d'eau. Ainsi, pour l'étude de la rivière Gatineau, ces équations seront employées. Une représentation basique du système de Saint-Venant peut-être :

$$\begin{cases} \dfrac{\partial A}{\partial t} + U \bullet \dfrac{\partial A}{\partial x} + A \bullet \dfrac{\partial U}{\partial x} = 0 \\ \dfrac{\partial U}{\partial t} + U \bullet \dfrac{\partial U}{\partial x} + g \bullet \left(\dfrac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_0 \right) = 0 \end{cases} \tag{3.1}$$

Les différents paramètres de ce système sont :

- x : abscisse, exprimée en m ;
- h : profondeur de la rivière en x, en m ;

- t : temps, en s ;
- A : section mouillée (section du lit de la rivière en contact avec de l'eau), en m^2 ;
- U : vitesse moyenne sur la section du cours d'eau, en m/s ;
- g : accélération de la pesanteur, en m^2/s ;
- S_0 : pente du lit de la rivière, sans dimension ;
- S_f : pente de frottement du lit du cours d'eau, sans dimension.

Le modèle de Saint-Venant constitue un système d'équations aux dérivées partielles non linéaires. Il est difficile, voire impossible, de déterminer une solution analytique exacte correspondant à l'écoulement d'une rivière. C'est pour cela que pour déterminer l'inconnue du problème (c'est-à-dire le débit de rupture), ce système d'équations sera résolu numériquement à l'aide du logiciel FLDWAV qui utilise la méthode des différences finies, comme nous le verrons dans la partie 3.3.

Le modèle présenté ici n'est qu'une forme simplifiée des équations de Saint-Venant, elles peuvent être complétées pour tenir compte de plusieurs autres paramètres comme le fait FLDWAV.

3.2.2 Utilisation de l'équation de Manning

Dans le paragraphe précédent, il a été introduit, dans le système (3.1), le paramètre S_f, appelé pente de frottement. Ce paramètre représente la perte d'énergie de l'écoulement engendrée par le frottement du lit de la rivière sur l'eau. Plus le fond sera rugueux, plus ce paramètre sera susceptible d'être important.

Pour calculer la valeur de S_f, la formulation de Manning est utilisée. Elle s'écrit de la manière suivante :

$$S_f = \frac{Q \cdot |Q| \cdot n^2}{A^2 \cdot R^{4/3}} \qquad (3.2)$$

Dans cette équation, les variables sont :

- A : section mouillée, exprimée en m^2 ;
- Q : débit de l'écoulement, en m^3/s ;
- R : rayon hydraulique, il est égal à A/P où P est le périmètre mouillé (longueur du contact entre la section et le lit de la rivière), en m ;
- n : coefficient de Manning, en $s/m^{-1/3}$.

Le coefficient de Manning représente la rugosité du lit de la rivière. Des valeurs courantes de ce coefficient sont utilisées en fonction de la nature des parois. L'équation de Manning n'est valide, théoriquement, que pour les écoulements permanents et uniformes (c'est-à-dire écoulements pour lequel les caractéristiques géométriques et la hauteur d'eau restent constantes). Néanmoins, elle est couramment employée en hydraulique fluviale, même si les conditions requises ne sont pas satisfaites parfaitement.

3.2.3 Utilisation d'un coefficient de Manning composite pour le cas d'une rivière recouverte de glace

Lorsqu'une rivière est recouverte de glace, les caractéristiques de l'écoulement sont modifiées. En effet, le couvert de glace introduit une perte d'énergie par frottements à l'interface entre l'eau et le couvert. Pour prendre en compte ce frottement supplémentaire, la formule du coefficient de Manning composite est utilisée (Beltaos, 1995).

$$n_c = \left(\frac{n_i^{3/2} + n_b^{3/2}}{2} \right)^{2/3} \qquad (3.3)$$

Les termes de cette équation sont :

- n_c : coefficient de Manning composite, en $s/m^{-1/3}$;

- n_i : coefficient de Manning de la glace, en s/m$^{-1/3}$;
- n_b : coefficient de Manning du lit de la rivière, en s/m$^{-1/3}$.

Le coefficient de Manning composite obtenu correspond à un écoulement dont le périmètre mouillé est égal au périmètre de la section mouillée. Dans FLDWAV, les calculs sont encore faits pour un écoulement à surface libre, mais le coefficient de Manning n' utilisé est tel qu'il donne, pour un débit donné, la même pente d'énergie Sf qu'un écoulement avec glace. Ainsi, l'équation (3.4) donne le coefficient de Manning n' utilisé dans le modèle avec glace :

$$n' = n_c \cdot \left(\frac{R}{R_G} \right)^{2/3} \qquad (3.4)$$

Avec :

- n' : coefficient de Manning utilisé dans le modèle avec glace, en s/m$^{-1/3}$;
- n_c : coefficient de Manning composite, en s/m$^{-1/3}$;
- R : rayon hydraulique de l'écoulement à surface libre, en m ;
- R_G : rayon hydraulique de l'écoulement en présence de glace, en m.

Un programme fait avec Matlab permet de faire la modification pour chaque section de calcul du modèle.

3.2.4 Modélisation de la rivière Désert

Cette rivière est un affluent de la rivière Gatineau et se jette en elle au niveau de Maniwaki. Elle pourrait donc avoir une influence sur une inondation dans la zone d'étude.

Dans le cadre de cette maîtrise, il est fait l'hypothèse que la rivière Désert peut être représentée comme un apport de débit latéral à la rivière Gatineau et que son écoulement

ne sera pas modélisé. Il est supposé que le débit d'apport est égal au débit moyen annuel du cours d'eau (ce qui correspond à une simulation par temps sec).

3.2.5 Méthode de résolution du problème hydraulique

Étant donné la non-linéarité des équations de Saint-Venant, il n'y a pas nécessairement une seule solution (un seul débit) conduisant à un niveau d'eau donné dans Maniwaki. C'est pourquoi un processus itératif est utilisé pour déterminer la relation entre niveau d'eau et débit ou forme de brèche. Le point de départ du processus est l'écoulement moyen annuel de la rivière Gatineau, ensuite la condition amont est changée jusqu'à couvrir la gamme d'élévation voulue.

Les conditions amont et aval utilisées dans la modélisation de la rivière seront présentées lors de l'exposé des résultats.

3.2.6 Autres hypothèses

On suppose que la rupture se fait par temps sec. Le niveau d'eau dans le réservoir est à la côte maximale d'exploitation et le débit de la rivière Gatineau est le débit annuel moyen.

3.3 Différences finies et description de FLDWAV

Comme il a déjà été dit précédemment, les équations de Saint-Venant peuvent être compliquées à résoudre pour l'écoulement d'une rivière. Cela est essentiellement dû à la géométrie complexe et aux propriétés changeantes du lit du cours d'eau. Pour trouver une solution à ce type d'équations, des méthodes de résolution numérique sont généralement utilisées. Grâce à la puissance croissante des ordinateurs, ces techniques permettent, par des logiciels les mettant en œuvre, d'obtenir rapidement un résultat fiable, considérant la complexité du lit de la rivière. Pour cette étude, la méthode des différences finies et le logiciel FLDWAV sont utilisés.

3.3.1 La méthode des différences finies

3.3.1.1 Principe de la méthode

La difficulté de résoudre des équations aux dérivées partielles (EDP) comme le modèle de Saint-Venant provient du fait qu'il est difficile d'évaluer ces dérivées, d'autant plus quand le système n'est pas linéaire.

La méthode des différences finies consiste à exprimer les dérivées d'une ou plusieurs variables en fonction de termes plus faciles à calculer. Pour cela, le théorème de Taylor-Young est utilisé et permet d'écrire, pour une fonction f infiniment dérivable près du point x_0 :

$$f(x_0+\Delta x)=f(x_0)+\Delta x\cdot\left.\frac{df}{dx}\right|_{x_0}+\frac{\Delta x^2}{2}\cdot\left.\frac{d^2f}{dx^2}\right|_{x_0}+\ldots \qquad (3.5)$$

Cette dernière formulation constitue réellement le point de départ à la méthode des différences finies. En effet, en réécrivant (3.5) au premier ordre, on obtient :

$$f'(x_0)=\frac{f(x_0+\Delta x)-f(x_0)}{\Delta x} \qquad (3.6)$$

Cette égalité est une approximation à l'ordre 1 de f' en x_0, également appelée approximation d'Euler. Il sera expliqué plus tard comment l'utiliser dans un schéma de résolution numérique.

Pour plus de précision, f' peut être estimée à l'ordre 2 en écrivant :

$$\begin{cases} f(x_0+\Delta x)=f(x_0)+\Delta x\cdot f'(x_0)+\dfrac{\Delta x^2}{2}\cdot f''(x_0)+o(\Delta x^2) \\ f(x_0-\Delta x)=f(x_0)-\Delta x\cdot f'(x_0)+\dfrac{\Delta x^2}{2}\cdot f''(x_0)+o(\Delta x^2) \end{cases} \qquad (3.7)$$

On obtient une approximation à l'ordre 2 de la dérivée de f en x_0, en soustrayant les deux équations de (3.7) :

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0 - \Delta x)}{2 \cdot \Delta x} \qquad (3.8)$$

Sur le même principe, on peut exprimer la dérivée de f avec plus de précision. De plus, les dérivés d'ordre supérieur de f (f'', $f^{(3)}$, etc.) peuvent être obtenues.

Cette formulation, qui permet d'exprimer les dérivées d'une fonction à l'aide de cette même fonction, peut être utilisée et elle devient alors au premier ordre, pour f fonction de deux variables x et t :

$$\begin{cases} \left.\dfrac{\partial f}{\partial x}\right|_{x_0,t_0} = \dfrac{f(x_0 + \Delta x, t_0) - f(x_0, t_0)}{\Delta x} \\ \left.\dfrac{\partial f}{\partial t}\right|_{x_0,t_0} = \dfrac{f(x_0, t_0 + \Delta t) - f(x_0, t_0)}{\Delta t} \end{cases} \qquad (3.9)$$

Il existe plusieurs façons d'utiliser la méthode des différences finies. Ces différentes formulations peuvent être classées dépendamment des combinaisons faites. Par exemple, l'expression (3.6) fait partie des différences "amont" ("forward difference") tandis que la formulation (3.8) est une formulation "centrée" ("central difference"). Il existe également des schémas à différence "aval" ("backward difference").

3.3.1.2 Discrétisation des équations

Le paragraphe précédent explique comment remplacer la dérivée d'une fonction par un terme plus facilement évaluable. Il faut à présent effectuer cette substitution dans la ou les équations à résoudre. Pour illustrer cela, reprenons la première équation du système de Saint-Venant (équations 3.1) :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + U \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + A \cdot \frac{\partial U}{\partial x} = 0 \qquad (3.10)$$

En utilisant une approximation au premier ordre, on peut remplacer les dérivées des fonctions A et U qui dépendent toutes deux de x et t :

$$\frac{A_i^{j+1} - A_i^j}{\Delta t} + U_i^j \cdot \frac{A_{i+1}^j - A_i^j}{\Delta x} + A_i^j \cdot \frac{U_{i+1}^j - U_i^j}{\Delta x} = 0 \qquad (3.11)$$

Les différents termes de cette équation sont, en considérant une abscisse x_0 et un temps t_0 de référence :

$$\begin{aligned} &\Delta x = x_{i+1} - x_i \\ &\Delta t = t_{j+1} - t_j \\ &x_i = x_0 + i \cdot \Delta x \\ &t_j = t_0 + j \cdot \Delta t \\ &U(x_i, t_j) = U_i^j \\ &A(x_i, t_j) = A_i^j \end{aligned}$$

où i et j sont des nombres entiers.

L'équation (3.11) constitue la discrétisation de la première équation du système de Saint-Venant. Cela signifie que les valeurs de A, U et h ne sont évaluées que pour un certain nombre de sections et de temps, respectivement espacées de Δx et Δt. Plus il y a de sections intermédiaires de calcul, plus le résultat est précis.

On peut voir que si les vitesses U_i et les sections A_i de l'écoulement sont connues à un temps **t** donné, les valeurs des sections A_i pourront être calculées au temps suivant (**t+Δt**). Pour amorcer la résolution numérique, des valeurs limites doivent être connues. En effet, il est nécessaire de connaître chacune des inconnues pour le temps initial et pour les frontières de la rivière (conditions amont et aval).

La résolution conjointe de l'équation avec la deuxième relation du système (3.1) permet de caractériser complètement l'écoulement (c'est-à-dire de connaître A, U et h pour tout x et t du système discrétisé).

3.3.2 Le logiciel FLDWAV

Le logiciel FLDWAV a été développé par le Laboratoire de Recherche Hydrologique (HRL) du Bureau d'Hydrologie du National Weather Service (NWS). Cet organisme gouvernemental américain a pour mission de proposer des données hydrologiques au grand public. Ces dernières peuvent être des prévisions en temps réel sur le niveau des rivières ou des inondations. Les résultats sont utilisés, entre autres, pour l'irrigation, le contrôle des niveaux des réservoirs, etc. Afin d'obtenir des estimations plus précises, intégrant des phénomènes complexes comme les écoulements rapidement variés, un programme a été développé par le HRL. Après diverses évolutions, le logiciel FLDWAV (pour Flood Wave) a été testé sur plusieurs cas de figure connus (Fread et Lewis, 1998). Il est disponible gratuitement et est accompagné d'un document expliquant son utilisation.

Comme il a été déjà été mentionné plus haut, ce programme permet de modéliser les écoulements à surface libre. Sa rapidité, sa fiabilité, sa relative simplicité et sa gratuité ont justifié son choix.

FLDWAV utilise une formulation détaillée des équations de Saint-Venant (Fread et Lewis, 1998) :

$$\begin{cases} \dfrac{\partial Q}{\partial x} + \dfrac{\partial s_{co} \cdot (A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \\ \dfrac{\partial (s_m \cdot Q)}{\partial t} + \dfrac{\partial \left(\beta Q^2 / A \right)}{\partial x} + gA\left(\dfrac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f B = 0 \end{cases} \tag{3.12}$$

Les différents paramètres de cette expression sont :

- Q : débit du cours d'eau, en m^3/s ;
- h : élévation de la surface de l'eau, en m ;
- A : aire de la section active du lit de la rivière, en m^2 ;
- A_0 : aire de la section inactive du lit de la rivière (ce terme permet au modèle unidimensionnel de Saint-Venant "d'approcher un modèle bidimensionnel dans certains cas"), en m^2 ;
- s_{co} et s_m sont des coefficients représentant la sinuosité du cours d'eau, sans dimension ;
- x : distance longitudinale le long de la rivière, en m ;
- t : temps, en s ;
- q : débit par unité de longueur d'apport latéral (peut être négatif), en m^2/s ;
- β : coefficient pour la répartition de vitesse sur une section, sans dimension ;
- g : accélération de la gravité, en m/s^2 ;
- S_f : pente de frottement sur le lit de la rivière, sans dimension ;
- S_e : pente d'expansion/contraction, sans dimension ;
- S_i : pente du frottement dû à la dissipation d'énergie interne visqueuse des fluides non newtoniens (comme les débris ou la boue), sans dimension ;
- L : quantité de mouvement du débit d'apport latéral, en m^3/s^2 ;
- B : largeur au miroir, en m ;
- W_f : frottement dû au vent sur la surface du cours d'eau, en m^2/s^2.

Tous ces paramètres peuvent être exprimés en unités métriques ou impériales. Ce modèle est plus complet que celui du système d'équations (3.1), cependant tous les raffinements ne seront pas utilisés dans le cadre de cette maîtrise.

Pour modéliser ces équations, FLDWAV utilise la méthode des différences finies. L'utilisateur peut spécifier l'utilisation d'un schéma implicite ou explicite, néanmoins la première technique est recommandée pour des raisons d'efficacité. Dans la description

de la méthode des différences finies, il a été mentionné qu'il existe plusieurs façons de discrétiser la dérivée d'une fonction. FLDWAV utilise le schéma "weighted four-point scheme" qui a été utilisé la première fois par Preissman en 1961 et qui peut s'écrire, pour une fonction f (Fread et Lewis, 1998) :

$$\begin{cases} f = \theta \cdot \left[\dfrac{f_i^{j+1} + f_{i+1}^{j+1}}{2} \right] + (1-\theta) \cdot \left[\dfrac{f_i^{j} + f_{i+1}^{j}}{2} \right] \\ \dfrac{\partial f}{\partial t} = \dfrac{f_i^{j+1} + f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j} - f_{i+1}^{j}}{2 \cdot \Delta t_j} \\ \dfrac{\partial f}{\partial x} = \theta \cdot \left[\dfrac{f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1}}{\Delta x_i} \right] + (1-\theta) \cdot \left[\dfrac{f_{i+1}^{j} - f_i^{j}}{\Delta x_i} \right] \end{cases} \tag{3.13}$$

Le paramètre θ est un facteur de pondération qui permet de jouer sur l'efficacité du modèle. Pour une valeur de 1, ce paramètre rendra le schéma totalement implicite : f et sa dérivée en x ne dépendront que des valeurs au temps "recherché" $(j+1)$. Pour une valeur nulle, le schéma sera totalement explicite. On remarque également la notation Δx_i et Δt_j, signifiant que ce modèle peut utiliser des pas de temps et d'espace variables.

De plus, le programme FLDWAV permet de gérer des écoulements "mixtes" (successivement fluvial et torrentiel), de considérer les obstacles sur le cours de la rivière (comme un pont ou un barrage) et de spécifier une gamme intéressante de conditions frontière. La documentation du logiciel explique en détail ces raffinements et le lecteur peut s'y référer au besoin (Fread et Lewis, 1998).

3.4 Données

Afin de simuler l'écoulement de la rivière Gatineau, il faut connaître les caractéristiques géométriques du lit de la rivière. Pour cette étude, il s'agit des sections, de la rugosité du

fond et des coefficients d'expansion/contraction. Ensuite, pour utiliser ces informations dans FLDWAV, il est nécessaire de les transformer pour que le logiciel puisse les traiter. Par exemple, les sections de la rivière discrétisée doivent être définies par paliers, comme le montre la figure 3.2.

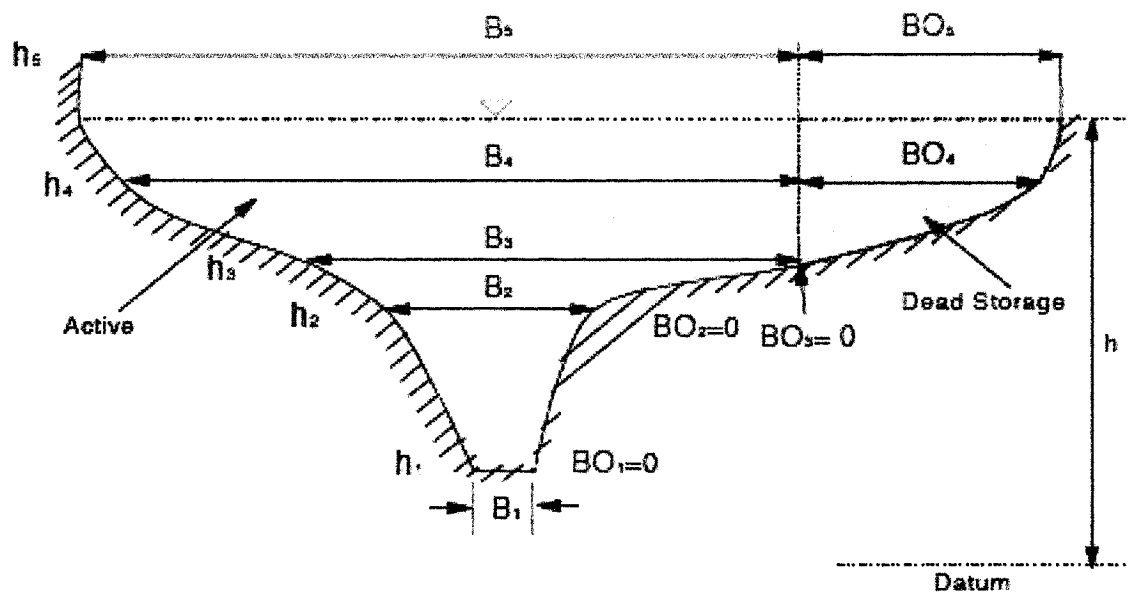


Figure 3.2 : Définition des sections de calcul dans FLDWAV (Fread, Lewis, 1998)

Pour une élévation donnée, la largeur du lit est spécifiée, approchant ainsi la section par une forme trapézoïdale. À chacun de ces paliers est associé un coefficient de Manning.

La conversion des données initiales peut être longue et fastidieuse. Grâce à Hydro-Québec, cette étape a pu être évitée. En effet, l'entreprise nous a fourni ces renseignements, directement utilisables dans FLDWAV.

L'estimation du débit de rupture à travers la brèche (confer partie 3.2.6) requiert plusieurs informations :

- la géométrie du barrage Mercier ;

- la courbe d'emmagasinement du lac Baskatong (elle permet d'exprimer le volume du réservoir en fonction de sa hauteur d'eau) représentée à la figure 3.3 ;
- le niveau d'exploitation maximal du réservoir (hauteur d'eau pour une utilisation optimale du barrage) indiqué sur la figure 3.3.

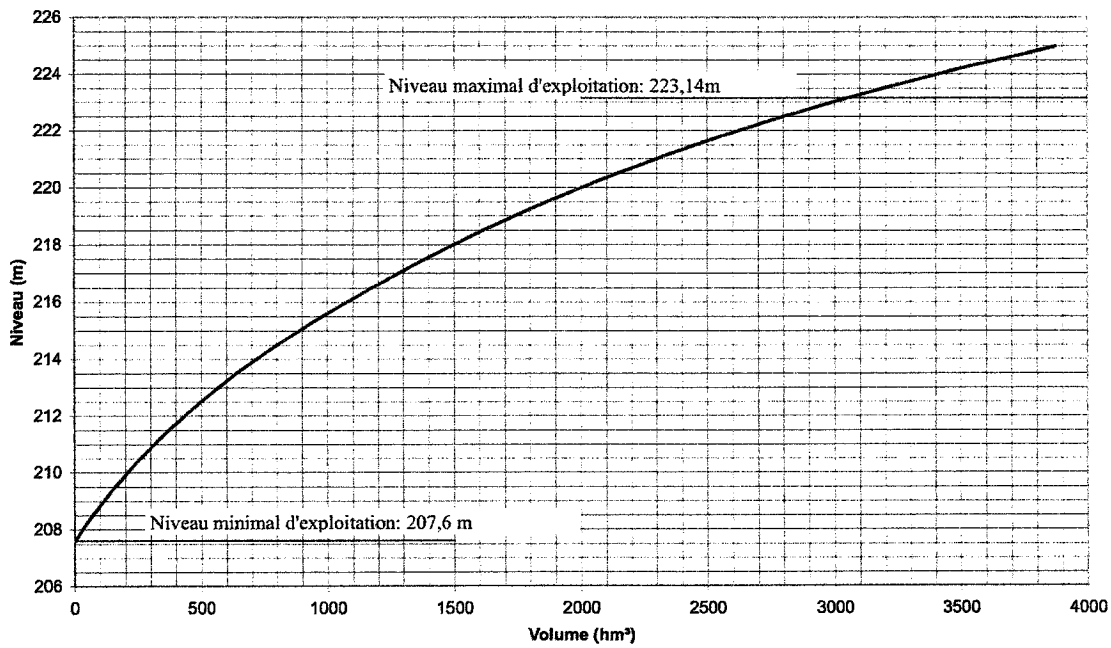


Figure 3.3 : Courbe d'emmagasinement du réservoir Baskatong

Le débit moyen de la rivière Gatineau est, quant à lui, déterminé grâce au programme HYDAT, mis gratuitement à disposition par Environnement Canada (service de relevés hydrologiques du Canada). Ce programme exploite une base de données procurant les débits de la plupart des fleuves et rivières du Canada. Le débit moyen de la rivière Désert est déterminé de la même manière. Ainsi, on a les valeurs suivantes des débits moyens :

$$Q_{gatineau} = 281 m^3 / s$$
$$Q_{désert} = 76 m^3 / s$$

3.5 Présentation des résultats

3.5.1 Calculs nécessaires au plan de gestion des eaux retenues

Cette première partie de calcul a pour objectif de déterminer une relation entre niveau d'eau dans Maniwaki et débit de la rivière Gatineau au niveau du barrage Mercier. Cette relation, combinée à la courbe de conséquences 2.4, permet de définir les seuils d'inondation exigés par la Loi sur la sécurité du barrage

3.5.1.1 Présentation du modèle

- Condition amont :

La relation "débit/niveau" est obtenue en imposant un hydrogramme constant comme condition amont. Ceci implique que l'écoulement est permanent. Le débit est progressivement incrémenté pour couvrir toute la plage de niveau défini dans le chapitre 2. Le débit initial correspond au débit moyen annuel de la rivière Gatineau ($281\ m^3/s$).

- Condition aval

Une condition de régime uniforme est utilisée pour modéliser la frontière aval de l'écoulement. Cela suppose que la rivière est en "équilibre" à cet endroit et que l'équation de Manning y est valide.

$$S_0 = \frac{Q|Q|n^2}{A^2 R^{4/3}} \qquad (3.14)$$

Dans cette relation, similaire à (3.2), S_0 représente la pente du fond de la rivière.

Cette option ne correspond pas à la réalité. Cependant, elle sera appliquée suffisamment loin de la zone d'étude pour que cela n'ait que très peu d'influence sur la validité des résultats. En effet, l'extrémité aval se situe au kilomètre 70,35 du cours d'eau, tandis que Maniwaki est au kilomètre 47 (le point de référence étant le barrage Mercier).

3.5.1.2 Étalonnage et vérification du modèle

Cette phase permet d'ajuster les paramètres de la modélisation. La condition aval correspondant à un écoulement uniforme doit être générée en utilisant l'équation (3.13) et la géométrie du cours d'eau à cet endroit.

Dans le modèle utilisé, la rivière est représentée par 87 sections couvrant environ 70 kilomètres. Afin d'augmenter la précision du calcul, FLDWAV utilise des points d'interpolation entre chaque section définie. Le programme spécifie à chaque simulation le nombre nécessaire de ces points pour obtenir un résultat optimal. Cette étape permet de faire d'ajuster le nombre de points d'interpolation nécessaire et ainsi d'améliorer le modèle.

Une fois que ces mises au point sont faites, il est essentiel de vérifier la validité des simulations. Pour ce faire, l'analyse de l'écoulement est faite pour le débit annuel moyen de la rivière Gatineau et la hauteur d'eau calculée est comparée avec l'élévation habituelle de la rivière.

Ainsi pour un débit constant de la rivière Gatineau égal à 281 m^3/s et 76 m^3/s pour la rivière Désert, on obtient que l'eau a une côte de 163,52 m dans la zone 1 et 163,27 m dans la zone 2.

Le résultat obtenu est proche du niveau moyen de la rivière dans Maniwaki qui est de 163,46 m (Régularisation de la rivière des Outaouais, 2006). Pour chaque simulation, FLDWAV indique l'erreur de continuité introduite par l'utilisation d'un schéma de

résolution numérique. Cette erreur est de -0,46 % pour la simulation de calibrage. Ces indications nous assurent donc que le résultat est fiable et qu'il peut être utilisé pour la suite des calculs.

3.5.1.3 Résultats

La relation entre débit au barrage Mercier et niveau d'eau dans les deux zones de Maniwaki est présentée à la figure 3.4.

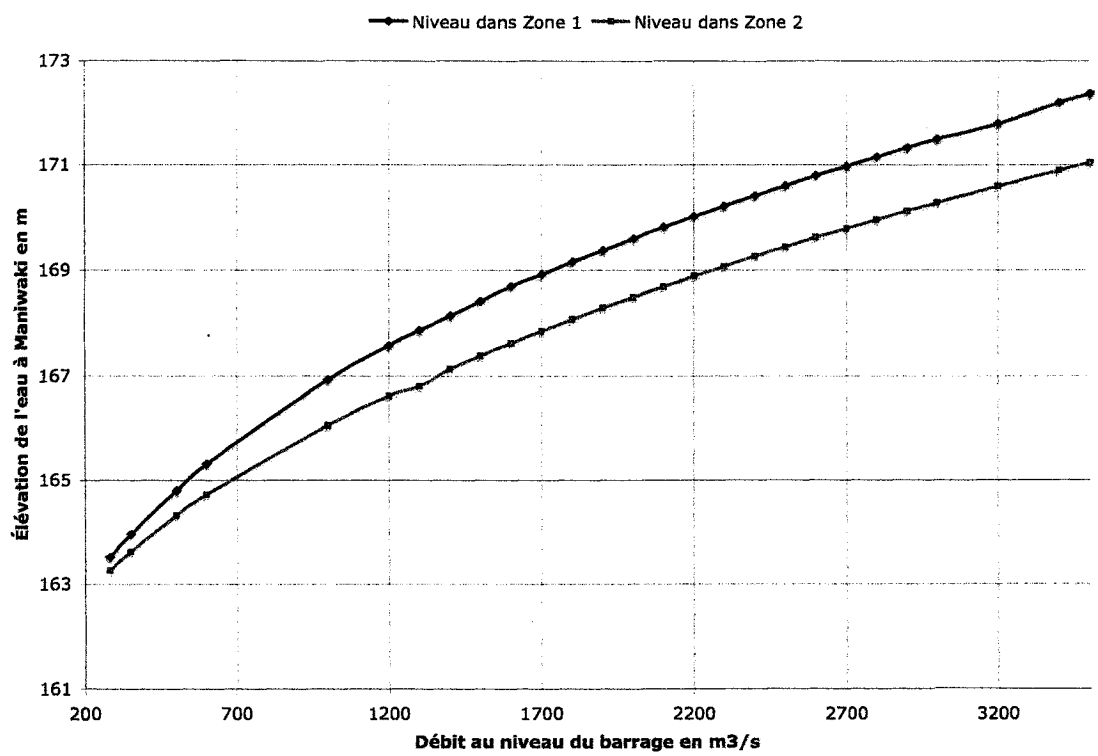


Figure 3.4 : Relation "débit barrage/niveau Maniwaki"

Une relation similaire est obtenue en présence de glace. La figure 3.5 présente le niveau d'eau dans les deux zones de Maniwaki en fonction du débit de la rivière recouverte de glace. Pour comparaison, les résultats sans glace sont également représentés.

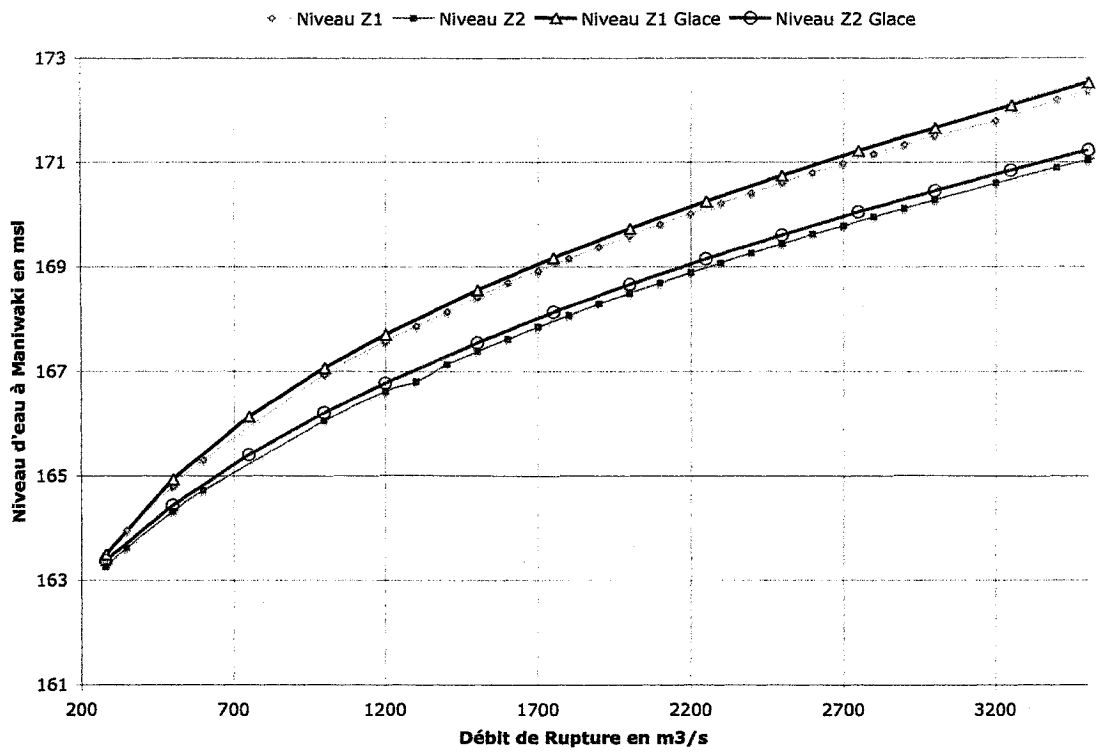


Figure 3.5 : Relation "débit barrage/niveau Maniwaki" en présence de glace

En présence de glace, le niveau d'eau est légèrement plus haut que dans le cas sans glace. Cependant, la différence n'est que d'une dizaine de centimètres.

3.5.1.4 Utilisation des résultats

La courbe 3.4 constitue la deuxième étape dans la définition des seuils d'inondation nécessaires au plan de gestion des eaux. Son utilisation conjointe à la courbe de conséquences 2.4 permet de répondre pleinement à l'objectif 4 (définition des seuils d'inondation dans Maniwaki). Une courbe "débit/conséquences" peut être générée et sera présentée dans le chapitre 5 qui est une synthèse de tous les résultats.

Si le débit dans la rivière Gatineau est d'environ 1500 m^3/s, le niveau dans la zone 1 de Maniwaki sera 168,5 m. La courbe de conséquences permet alors de préciser les bâtiments touchés (cf chapitre 2).

Cette courbe est simple et rapide à obtenir, elle permet d'estimer, pour un débit donné, le niveau dans Maniwaki. Elle pourrait être utilisée pour estimer les conséquences d'une crue naturelle de la rivière Gatineau. Cependant, elle ne permet pas de bien représenter la crue d'une rupture de barrage, car elle suppose que l'écoulement est permanent, la propagation de l'onde de rupture n'est ainsi pas disponible.

3.5.2 Calculs pour le plan de mesures d'urgence

Cette étape de calcul permet de relier le niveau d'eau dans la ville de Maniwaki à une brèche dans le barrage.

3.5.2.1 Présentation du modèle

Le modèle de la partie précédente est réutilisé avec une condition amont différente qui permet de modéliser l'écoulement de rupture de barrage avec les hypothèses suivantes.

- Temps de formation de la brèche

Le béton étant un matériau fragile, il est raisonnable de supposer que lorsque le barrage brise, cela se fera en quelques minutes (Fread et Lewis, 1998).

- Forme de la brèche

Un barrage-poids est constitué de plusieurs blocs de béton liés ou assemblés les uns aux autres sur la largeur du lit de la rivière. Il est fait l'hypothèse que la brèche est de forme rectangulaire (Fread et Lewis, 1998) et a pour largeur celle d'un bloc. L'écoulement est étudié pour plusieurs hauteurs de brèches. La largeur d'un bloc est 14,68 m.

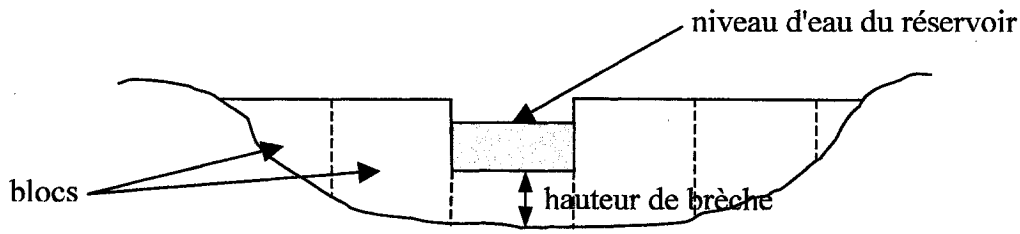


Figure 3.6 : Forme de la brèche dans le barrage

- Estimation du débit de rupture

Le débit résultant du bris sera estimé à l'aide de la formule suivante, en unité du système impériale (Marche, 2004) :

$$Q_{brèche} = c_v \cdot k_s \cdot \left[3{,}1 \cdot b_i \cdot (h - h_b)^{1,5} + 2{,}45 \cdot z \cdot (h - h_b)^{2,5}\right] \qquad (3.15)$$

Les différents paramètres de cette relation sont :

- $Q_{brèche}$: débit de rupture, en ft^3/s ;
- c_v : correction de vitesse d'approche, sans dimension ;
- k_s : facteur de submergence, sans dimension ;
- b_i : largeur instantanée de la brèche (ici, elle est égale à la largeur d'un bloc), en ft ;
- h : hauteur de l'eau en amont, en ft ;
- h_b : hauteur du fond de la brèche, en ft ;
- z : pente des parois de la brèche, sans dimension.

Un facteur de conversion peut être appliqué au résultat pour obtenir un débit en m^3/s, il est égal à environ 0,028.

Le facteur de submergence est calculé de la manière suivante :

$$\begin{cases} k_s = 1 - 27{,}8 \cdot \left[\dfrac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0{,}67 \right]^3 & \text{si } \dfrac{h_t - h_b}{h - h_b} > 0{,}67 \\ k_s = 1 \text{ autrement} \end{cases} \qquad (3.16)$$

Ce paramètre permet de prendre en compte l'influence du niveau de l'eau immédiatement à l'aval du barrage.

Le logiciel FLDWAV permet d'utiliser cette formule pour calculer le débit. Il est ainsi possible d'imposer cette relation comme condition amont, connaissant la courbe d'emmagasinement du réservoir et la largeur d'un bloc. Les calculs sont effectués pour plusieurs élévations du fond de la brèche.

3.5.2.2 Validation du modèle

Pour vérifier que les résultats donnés par FLDWAV sont corrects, un programme est créé avec Matlab pour calculer le débit de rupture et le comparer aux valeurs de FLDWAV. Ce programme calcule le débit à travers la brèche avec une simplification de la formule (3.15) :

$$Q_{brèche} = 3{,}1 \times b \times (h - h_b)^{1,5} \qquad (3.17)$$

Cette formule est valable pour une brèche rectangulaire, ce qui est le cas pour les hypothèses faites. Le coefficient c_v n'a que très peu d'influence sur l'écoulement, il sera donc supposé égal à 1. Comme le montre l'équation (3.16), k_s peut être différent de 1 seulement si le niveau de l'eau à l'aval du barrage (h_t) est supérieur au niveau du fond de la brèche (h_b). Des tests sur le modèle ont montré que cette condition est rarement obtenue pour les hauteurs de brèches considérées et, même lorsqu'elle est validée, le rapport $(h_t - h_b)/(h - h_b)$ n'est pas supérieur à 0,67.

Pour une hauteur et une largeur de brèche données, le débit ne dépend que de la hauteur d'eau dans le réservoir (qui est une fonction du temps). Il peut être déterminé en faisant un bilan de conservation du volume du réservoir Baskatong : la variation temporelle du volume du lac est égale à la différence des débits entrant et sortant.

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_s \qquad (3.18)$$

3.5.2.3 Exemple de calcul : élévation du fond de la brèche égale à 211 m

Les résultats précis du calcul pour une élévation du fond de la brèche égale à 211 m vont être présentés. La figure 3.7 représente le débit de rupture calculé par FLDWAV. Le débit de rupture maximum est 1063 m^3/s.

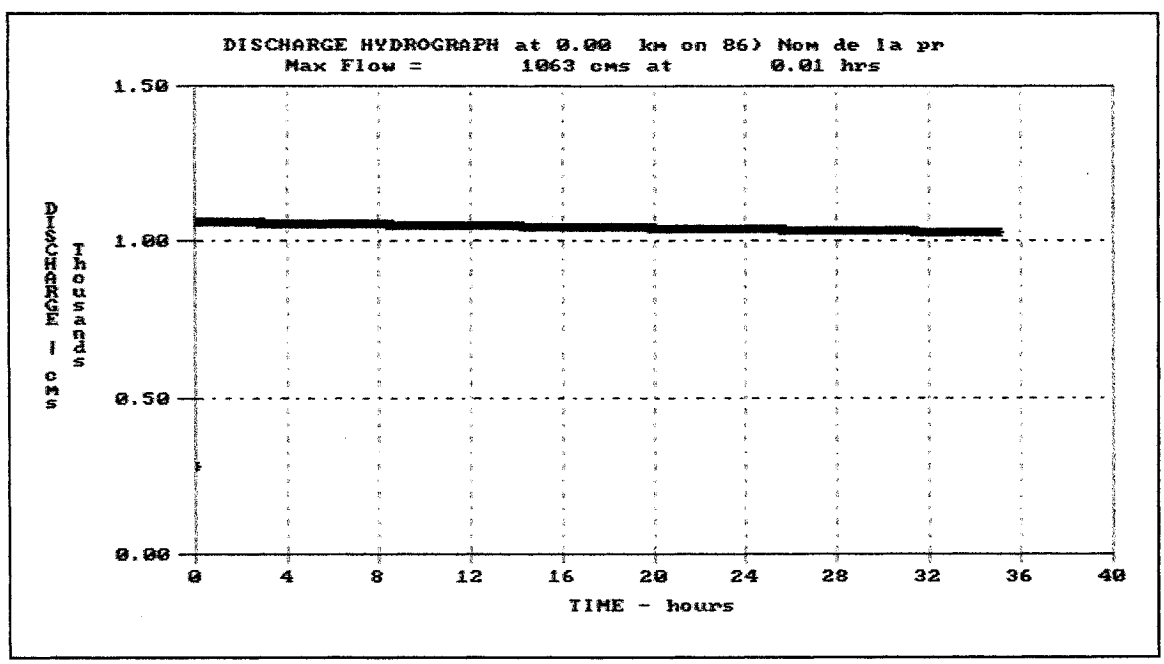


Figure 3.7 : Hydrogramme de rupture généré par FLDWAV

Le début amont calculé par Matlab est présenté à la figure 3.8 et permet de valider la simulation de FLDWAV. En effet, les valeurs de débit sont sensiblement les mêmes dans les deux calculs.

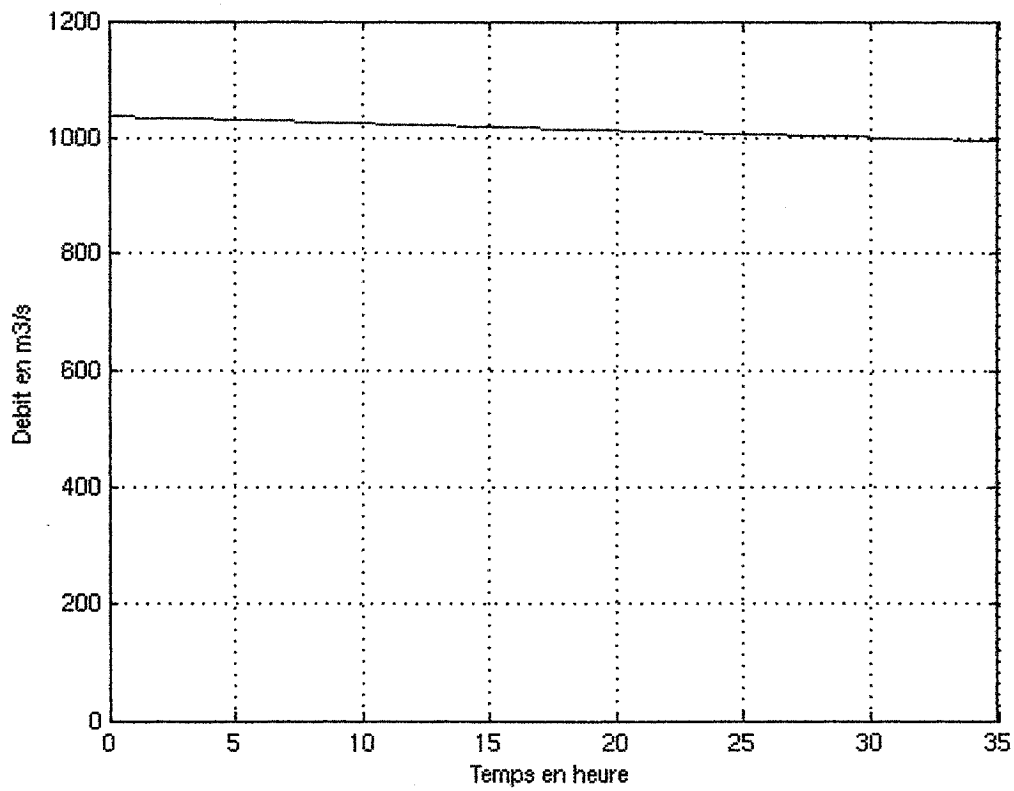


Figure 3.8 : Hydrogramme de rupture calculé par Matlab

La simulation est faite sur 35 heures, afin de couvrir la montée et la stabilisation des eaux dans Maniwaki. Le pas de temps utilisé lors de la simulation est court afin de pouvoir prendre en compte la hausse rapide du débit à l'amont ($\Delta H = 0{,}1$ h).

Les hauteurs d'eau maximales sont 167,09 m dans la zone 1 (figure 3.9) et 166.17 m dans la zone 2 (figure 3.10).

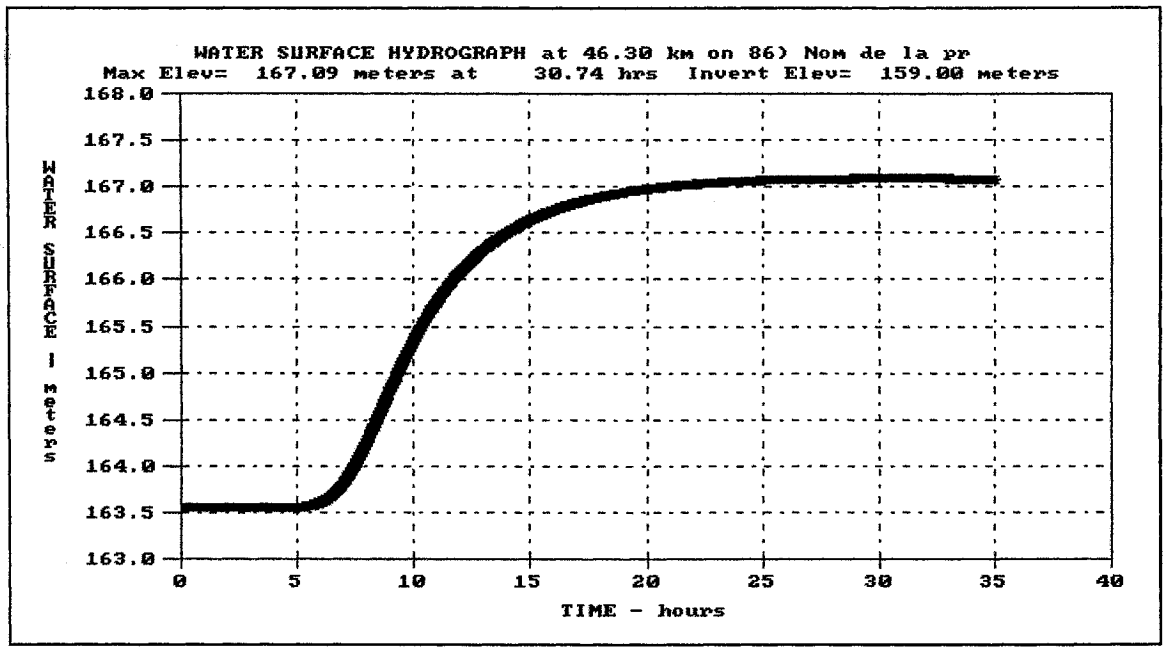


Figure 3.9 : Élévation de l'eau dans la zone 1 (fond de brèche à 211 m)

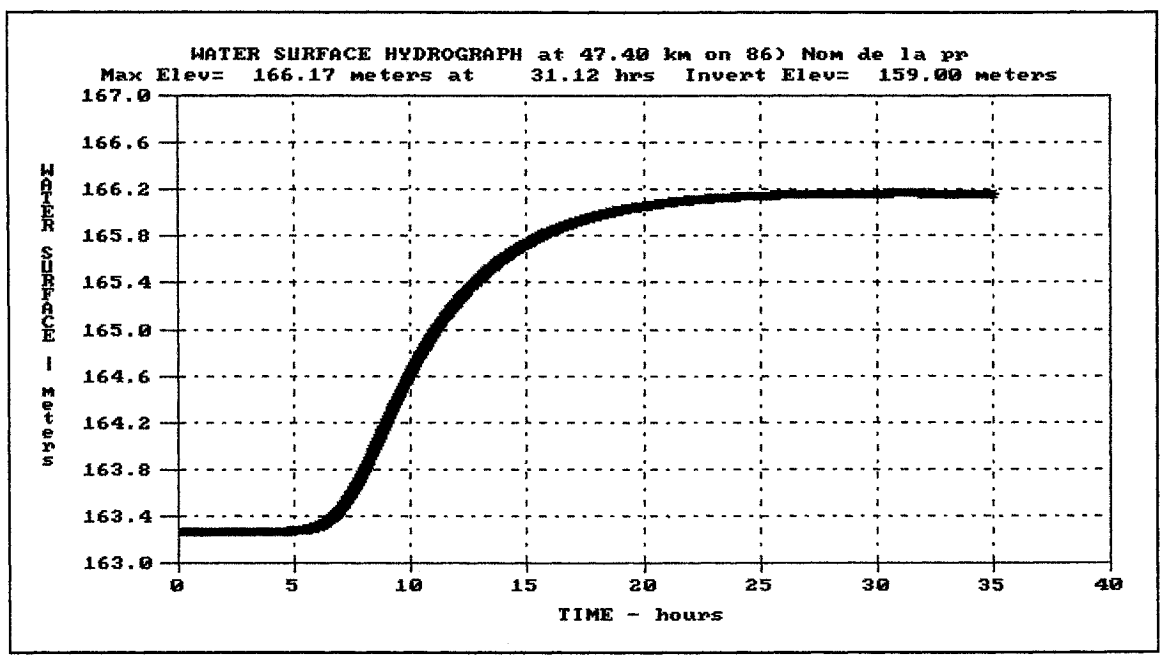


Figure 3.10 : Élévation de l'eau dans la zone 2 (fond de brèche à 211 m)

Ces deux graphiques donnent également le temps d'arrivée de l'onde de crue. Il faut environ 5 heures pour que l'eau commence à monter dans Maniwaki.

Le débit de rupture est presque constant. En effet, il ne varie que de 100m^3/s environ en 35 heures. Cela traduit le fait que le lac Baskatong a une très grande capacité et qu'un tel débit sortant n'affecte pas beaucoup son niveau.

Pour le débit de rupture calculé (environ 1100 m^3/s), la courbe 3.4 du plan de gestion donne des niveaux d'eau très proches de ceux donnés par l'analyse non permanente. Ceci est dû au fait que le débit de rupture est presque constant et engendre, à l'amont, une condition proche d'un écoulement permanent.

3.5.2.4 Résultats généraux

Le calcul a été mené pour d'autres élévations du fond de la brèche. La valeur minimale d'élévation correspond au point bas du barrage Mercier.

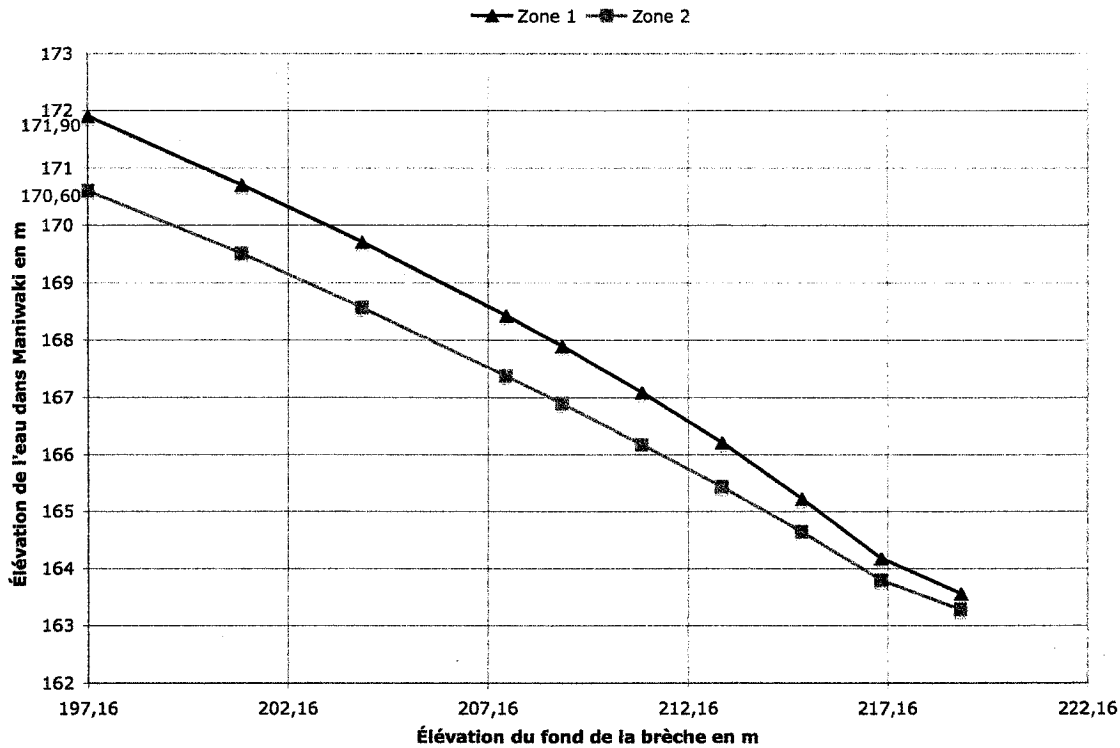


Figure 3.11 : Relation Élévation de brèche/Niveau d'eau dans Maniwaki

La figure 3.11 représente la relation entre l'élévation du fond de la brèche dans le réservoir et le niveau d'eau dans Maniwaki.

Pour tous les cas étudiés, le temps d'arrivée de l'onde de crue est d'environ 5 heures. Cette information est intéressante, car elle correspond au temps d'alerte : à partir de la rupture du barrage, les habitants de Maniwaki auront 5 heures pour se préparer à l'inondation.

Une courbe similaire a été générée pour un écoulement en présence de glace. Comme pour l'analyse permanente, le niveau d'eau de la rivière ne diffère que très peu de l'analyse sans glace.

3.5.2.5 Utilisation des résultats

Connaissant l'élévation de la brèche consécutive au bris, l'utilisation de la courbe 3.11 avec la courbe de conséquences 2.4 permet de définir précisément les conséquences d'une rupture de barrage, comme l'exige la Loi sur la sécurité des barrages. Par exemple, si le fond de la brèche est à 207,6 m, l'élévation dans Maniwaki sera 168,5 m dans la zone 1 et les conséquences peuvent alors être déterminées.

De plus, il a été calculé que l'onde de rupture met environ 5 heures pour atteindre Maniwaki. Cette information permet la mise en place d'un processus d'alerte servant à évacuer les zones inondables lorsqu'une rupture est imminente ou s'est produite.

Ces résultats constituent une étape importante dans la mise en place du plan de sécurité civile de la municipalité et du plan de mesures d'urgence du barrage.

3.6 Conclusion

Dans ce chapitre, la caractérisation de Maniwaki pour une inondation a été reliée aux conditions d'écoulement de la rivière Gatineau. Ainsi, une relation entre niveau d'eau et débit a été obtenue pour le plan de gestion des eaux retenues. En supposant une forme de brèche dans le barrage, il a été possible de définir l'écoulement de rupture et d'obtenir les informations nécessaires au plan de sécurité civile pour la municipalité et au plan de mesures d'urgence pour le barrage.

Pour compléter le cas de rupture par submersion et ainsi mieux définir la crue de sécurité, il est nécessaire de déterminer la relation entre forme de brèche et niveau dans la ville pour des conditions de crue. Ces calculs ne seront toutefois pas effectués dans le cadre de cette maîtrise.

Il reste à présent à évaluer les conditions sismiques menant à l'écoulement de rupture déterminé dans ce chapitre, pour l'analyse du risque de rupture par temps sec.

Chapitre 4 : Étude structurale du barrage Mercier

4.1 Objectif

Ce chapitre a pour but de déterminer les conditions sismiques pouvant mener à la rupture et la hauteur de la brèche qui alors formée, pour un état d'usure du barrage Mercier donné (figure 4.1).

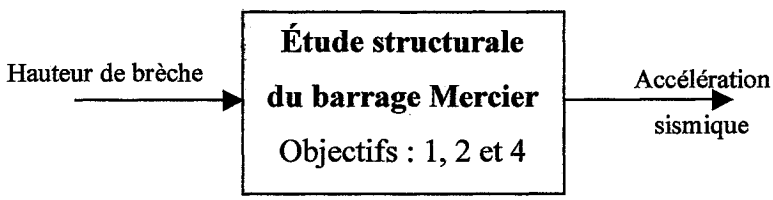


Figure 4.1 : Objectifs du chapitre 4

L'étude structurale de l'ouvrage comporte deux étapes. Tout d'abord, le comportement dynamique du barrage est étudié. Cette analyse permet de distinguer les zones de faiblesse de l'ouvrage soumis à un séisme. Ensuite, une analyse de stabilité est menée pour évaluer l'accélération sismique du sol pouvant causer le bris du barrage. Cette dernière étude est menée pour différents états d'usure et permet de vérifier si l'ouvrage dispose de la résistance aux tremblements de terre requise par la Loi sur la sécurité des barrages.

Au terme de cette partie, le lien entre situation causant le bris (séisme) et hauteur de brèche déterminée dans le chapitre 3 sera présenté.

Le manque d'informations sur le matériau constitutif de l'ouvrage et les hypothèses simplificatrices faites sur la géométrie de l'ouvrage font que les résultats obtenus ne permettent pas de tirer des conclusions sur le comportement réel du barrage Mercier.

4.2 Analyse du comportement dynamique du barrage

Dans cette partie, le comportement dynamique du barrage Mercier est étudié pour différents séismes adaptés à la zone d'étude. Il est supposé que le barrage ne dispose pas de défauts ou de singularités dans le matériau. Cette hypothèse ne correspond très certainement pas à la réalité, mais les résultats de l'étude permettent néanmoins de distinguer les zones de faiblesse de l'ouvrage vis-à-vis d'un séisme.

4.2.1 Hypothèses de modélisation

Plusieurs hypothèses sont nécessaires pour mener cette analyse. Elles vont être maintenant présentées.

4.2.1.1 Modélisation du barrage par la méthode des éléments finis

Déterminer le comportement dynamique du barrage consiste à analyser la réponse de l'ouvrage à une excitation, dans ce cas-ci, un séisme. Cette étude permet de calculer les contraintes à l'intérieur de l'ouvrage. Si ces dernières sont trop élevées, des fissures pourront se développer, fragilisant ainsi le barrage.

Le calcul de ces contraintes sera fait à l'aide de la méthode des éléments finis. Cette technique d'analyse numérique est particulièrement bien adaptée pour décrire le comportement des structures. Elle consiste à discrétiser le domaine d'étude (ici, le barrage Mercier) en plusieurs "petits" éléments qui ont leurs propres propriétés mécaniques. Ces éléments sont ensuite assemblés pour modéliser le comportement général de l'ouvrage qui n'est, *a priori*, pas connu. Les équations de la dynamique des

structures sont alors résolues pour le système discrétisé et les contraintes sont déterminées. La méthode des éléments finis sera présentée dans le paragraphe 4.2.2.

Le logiciel ADINA est utilisé pour modéliser le comportement dynamique du barrage, son fonctionnement sera également exposé dans le paragraphe 4.2.2.

4.2.1.2 Modélisation du réservoir

Lorsqu'un barrage est analysé numériquement, le réservoir qu'il retient est souvent modélisé à l'aide des masses de Westergaard. Cette méthode consiste à représenter l'effet hydrodynamique de l'eau du réservoir par des masses ponctuelles, ajoutées sur la paroi du barrage (Westergaard, 1933). Le nombre de masses ajoutées dépend de la discrétisation du barrage.

Cette modélisation ne permet pas de prendre en compte les effets de la compressibilité de l'eau qui peuvent avoir une importance non négligeable sur le comportement de la structure comme l'ont mis en avant les travaux de Chopra (Fenves et Chopra, 1984) et Paultre (Proulx et Paultre, 1997). Dans cette étude, le réservoir sera modélisé par la méthode des éléments finis qui permet de prendre en compte ces effets. La formulation pour un fluide de cette méthode diffère de la formulation pour une structure. Les aspects théoriques de la modélisation seront présentés au paragraphe 4.2.2.

Les éventuelles sous-pressions dans le barrage ne sont pas prises en compte.

4.2.1.3 Modélisation de la fondation

La fondation du barrage est l'endroit sur lequel repose l'ouvrage. Pour les calculs dynamiques, il sera fait l'hypothèse que cette fondation est rigide : on suppose que les mouvements du barrage sont empêchés au niveau du sol. Cette hypothèse est valable quand la nature du terrain sur lequel l'ouvrage est construit est rocheuse, ce qui est le cas

pour le barrage Mercier. En effet, les plans fournis par Hydro-Québec montrent que le barrage est construit sur le roc.

4.2.1.4 Modélisation bidimensionnelle et géométrie du barrage

Le barrage et le réservoir seront modélisés en deux dimensions de l'espace. Les points du barrage peuvent ainsi se déplacer selon une composante horizontale et une composante verticale. Cette hypothèse d'élasticité plane est appropriée dans ce cas-ci, car la réponse de l'ouvrage travaille principalement dans ce plan. Cela permet également de considérablement simplifier la modélisation et les temps de calcul.

Comme le lit de la rivière n'est pas régulier, la géométrie du barrage Mercier est variable sur la largeur. Cependant, dans le cadre de cette étude, seule la section la plus haute de l'ouvrage sera modélisée pour le calcul des contraintes. En effet, il est considéré que les efforts les plus importants apparaîtront à cet endroit.

Les dimensions de la section d'étude sont disponibles sur le plan du barrage Mercier fourni par Hydro-Québec. La figure 4.2 représente la simplification de la section du barrage qui sera modélisée par éléments finis.

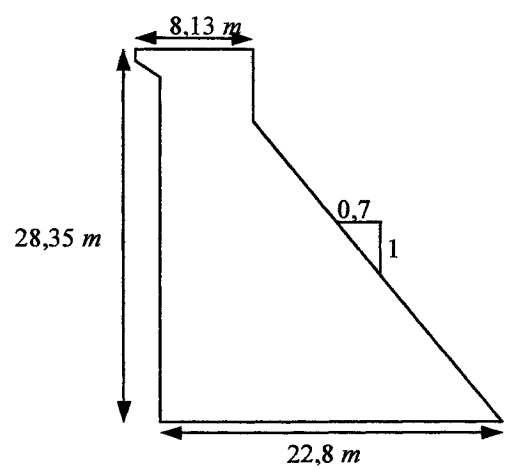


Figure 4.2 : Section d'étude du barrage Mercier

4.2.1.5 Choix du matériau du barrage : étude non linéaire

Le type de béton constituant le barrage Mercier et ses propriétés mécaniques n'étant pas disponibles, un choix arbitraire de matériau est donc fait. Ce paramètre est important, car, de lui, dépend la rigidité et la résistance de l'ouvrage. Il influence donc le calcul des contraintes.

Pour modéliser l'ouvrage, des valeurs courantes de propriétés du béton seront choisies. Les paramètres de ce matériau sont les suivants (Leclerc, 1995) :

- Coefficient de Poisson : $\nu = 0{,}2$;
- Masse volumique : 2400kg/m3 ;
- Contrainte admissible en compression : $f'_c = 30$ MPa ;
- Contrainte admissible en traction : $f_t = 2$ MPa ;
- Module d'Young : $E = 27960$ MPa.

Lorsque la résistance à la traction ou à la compression du matériau est dépassée, il y a formation de fissures qui modifient alors le comportement du matériau. ADINA permet de prendre en considération ce processus de fissuration et de faire une analyse non linéaire (du point de vue du matériau) de la structure.

Pour déterminer lorsqu'une fissure se forme, les enveloppes de fissuration de Kupfer sont utilisées en tension et en compression. Ces enveloppes permettent de déterminer, en fonction des propriétés du matériau, les contraintes limites qui peuvent engendrer une fissuration. (ADINA R&C, 2004).

La méthode de propagation de fissures diffuses est utilisée pour déterminer le comportement post-fissuration du béton. Le lecteur est référé à la thèse de doctorat de Bhattacharjee (1993) pour plus d'informations sur ce procédé. L'énergie de fissuration du matériau utilisée lors de la modélisation est $G_f = 200$ N/m.

4.2.1.6 Amortissement du système

Lors du calcul du comportement dynamique d'une structure, il est nécessaire d'évaluer la matrice d'amortissement, notée C, du système. Cette matrice permet de prendre en compte la perte d'énergie d'une structure soumise à des vibrations, comme lors d'un séisme. La matrice C dépend de la vitesse instantanée du système et il est difficile, voire impossible, de déterminer exactement cette matrice d'amortissement. Ainsi dans la modélisation du barrage, il sera admis que la matrice C est proportionnelle à la rigidité de l'ouvrage :

$$C = \beta K \qquad (4.1)$$

Dans l'équation (4.1), K est la matrice de rigidité du barrage. Le coefficient β est déterminé en supposant un facteur d'amortissement ξ de 5% au premier mode ω_1 de vibration du système "barrage+réservoir". Ainsi β est calculé de la manière suivante :

$$\frac{1}{2}\beta\omega_1 = \xi_1 \qquad (4.2)$$

4.2.1.7 Choix des séismes à appliquer

Un accélérogramme représente l'intensité de l'accélération du sol en fonction du temps. Chaque séisme est unique et il est impossible de prévoir l'accélérogramme précis des secousses à venir. Généralement, des séismes historiques de la zone étudiée sont utilisés pour modéliser le comportement dynamique du barrage. Toutefois, de tels enregistrements ne sont pas toujours disponibles, comme pour la région du barrage Mercier. Ceci est surtout dû au fait que l'instrumentation des barrages pour la mesure de secousses est récente.

Pour chaque accélérogramme, il est possible de tracer un pseudospectre d'accélération qui indique l'accélération correspondant à une fréquence (ou période) de vibration d'un oscillateur à un seul degré de liberté avec un amortissement donné. Des analyses sur des enregistrements de séismes ont montré que chaque zone sismique a un contenu fréquentiel (pseudospectre d'accélération, de vitesse ou de déplacement) qui lui est propre. Par exemple, les secousses de l'Est du Canada sont riches en fréquences proches de 10Hz, contrairement aux séismes de l'Ouest dont les fréquences dominantes sont environ 2Hz (Léger et al., 2003).

Pour pallier le manque d'enregistrements d'une région donnée, des tremblements de terre historiques modifiés et adaptés à la zone d'étude sont utilisés. En fonction de la géologie et de la situation d'un site, il est possible de générer le pseudospectre d'accélération qui lui est propre et qui caractérisera en partie les séismes qui pourraient s'y produire. En décomposant en série de Fourier les accélérogrammes des séismes historiques, les intensités correspondant aux fréquences naturelles de ces secousses peuvent être ajustées au spectre cible de la zone d'étude. Ce processus est effectué ici grâce au logiciel RSPM99 qui effectue itérativement ces transformations de Fourier (Abrahamson, 1989).

Hydro-Québec dispose de cartes permettant d'établir le pseudospectre d'accélération d'une région où un aménagement hydraulique est présent. La courbe créée à partir de ces cartes définit le contenu fréquentiel d'un séisme de probabilité de 1 tous les 2500 ans, propre au site du barrage Mercier. La figure 4.4 représente le pseudospectre d'accélération qui sera utilisé pour caler les enregistrements de secousses historiques.

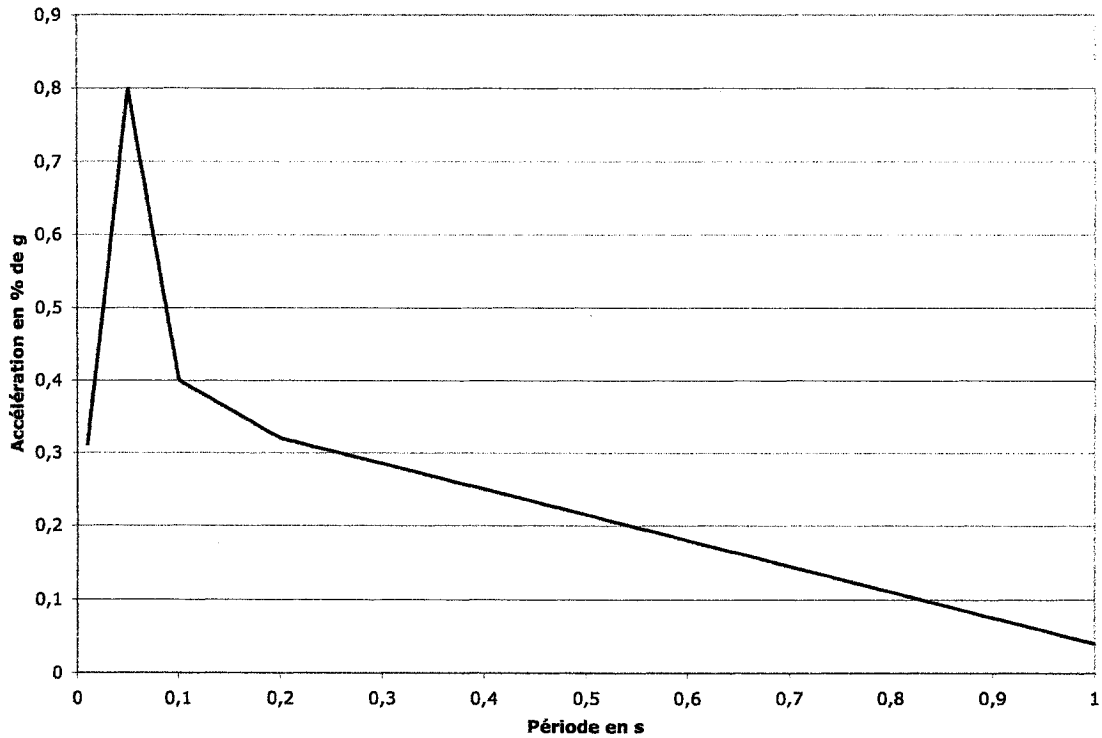


Figure 4.3 : Pseudospectre d'accélération de la région du barrage Mercier (pour une période de retour de 1/2500 ans et un amortissement de 5 %)

Dans cette étude, seules les oscillations horizontales des séismes seront prises en compte. De plus, lors d'une analyse non linéaire, il est recommandé d'utiliser trois accélérogrammes modifiés pour bien étudier le comportement d'un barrage (Hydro-Québec, 2003). Les enregistrements des trois séismes suivants, typiques de l'Est du Canada, seront donc utilisés :

- le séisme du Saguenay qui s'est produit au Québec le 25 novembre 1988 ;
- le séisme de Nahanni situé dans les Territoires du Nord-Ouest, datant du 23 décembre 1985 ;
- le tremblement de terre de Miramichi qui a eu lieu au Nouveau Brunswick le 31 mars 1982.

Même si ce dernier enregistrement correspond à des secousses de l'Ouest du Canada, son contenu fréquentiel est proche de ceux de l'Est.

Les accélérogrammes des différents séismes sont représentés aux figures 4.4, 4.5 et 4.6.

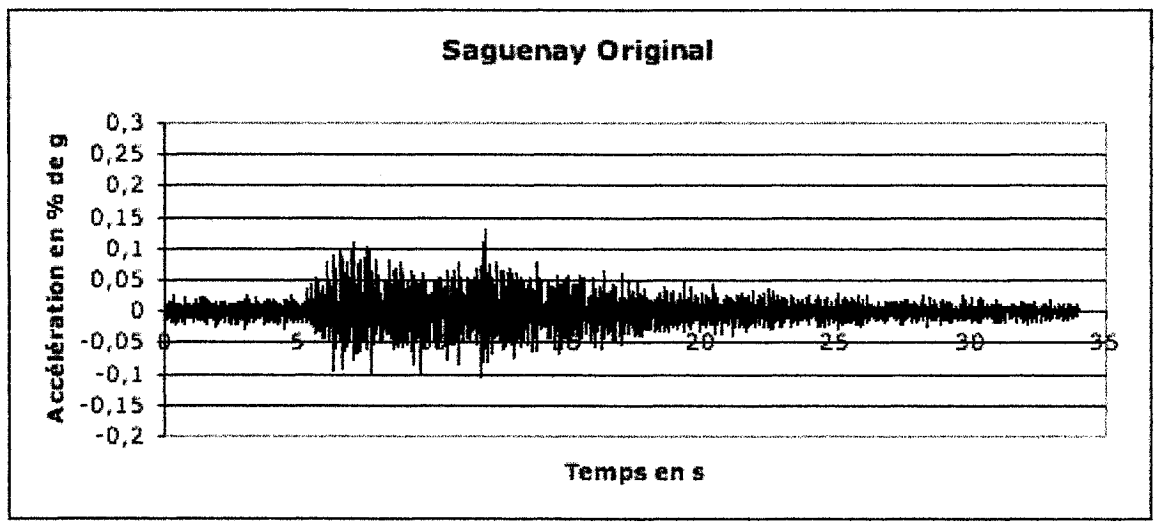


Figure 4.4 : Accélérogramme du séisme du Saguenay 1988

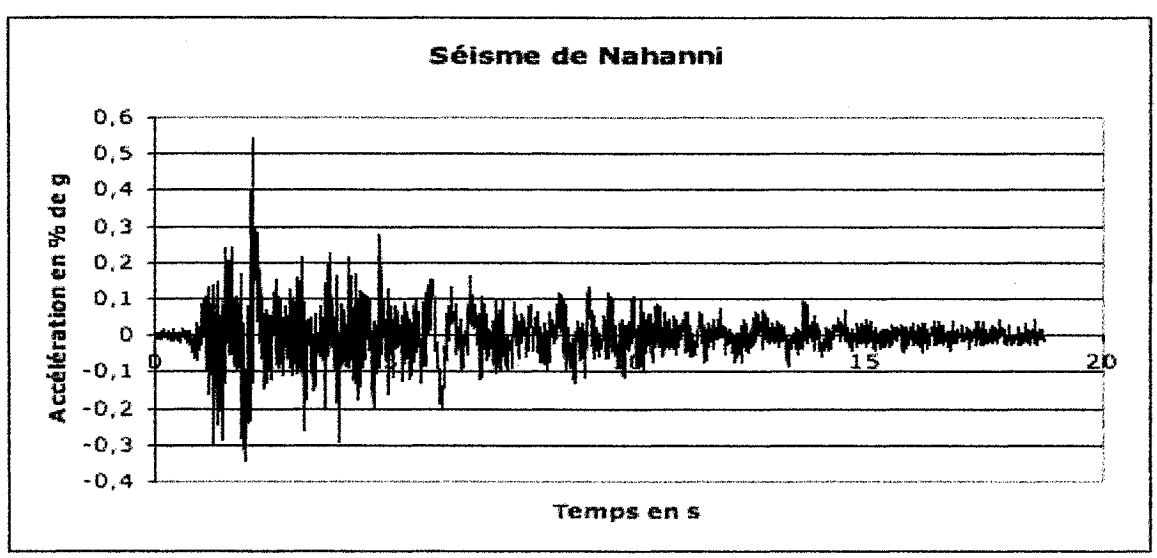


Figure 4.5 : Accélérogramme du séisme de Nahanni de 1985

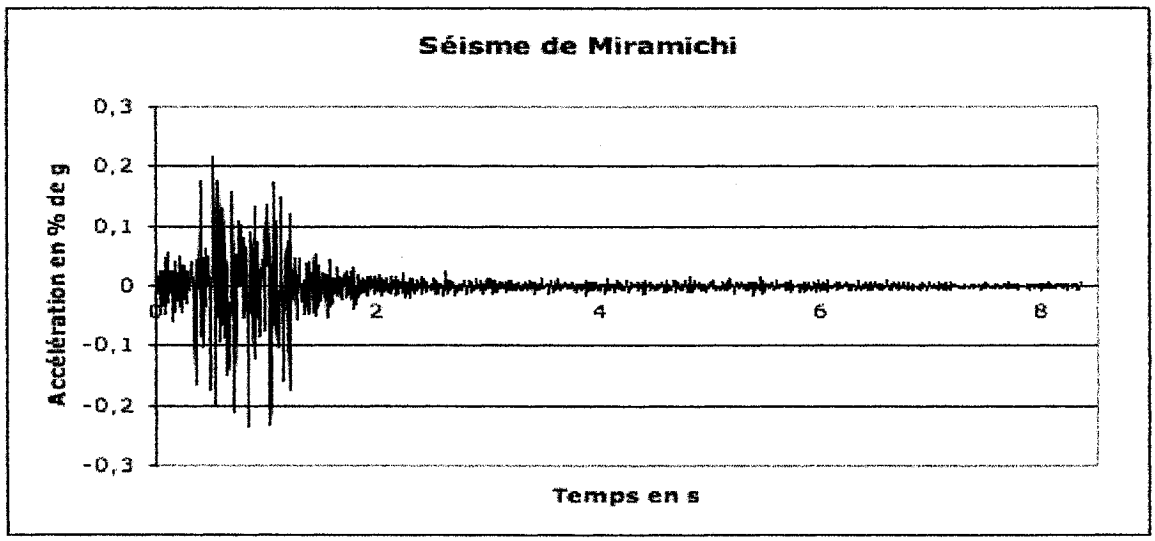


Figure 4.6 : Accélérogramme du séisme de Miramichi de 1982

4.2.2 Méthode des éléments finis et présentation du logiciel ADINA

La méthode des éléments finis a été initialement développée pour l'analyse des structures dans les années 1950 par des physiciens, mathématiciens, ingénieurs... Le nom "éléments finis" est introduit en 1960 par Clough. Cette technique a évolué et jouit à présent de fondements mathématiques rigoureux (Hirsh, 1988).

Elle est similaire à la méthode de rigidité utilisée pour déterminer les contraintes dans les assemblages de poutres et treillis. Cependant, la méthode des éléments finis ne se limite pas à ce type d'éléments et est utilisable, avec des formulations différentes, dans plusieurs domaines comme l'élasticité, les problèmes d'échange de chaleur, la mécanique des fluides, etc.). Les formulations pour une structure et pour un fluide vont maintenant être présentées. Pour plus de détails, le lecteur est référé à l'ouvrage *Finite Element Procedure* de K.J. Bathe (Bathe, 1996).

4.2.2.1 Éléments finis en analyse de structure

Le barrage est discrétisé en plusieurs petits éléments formant le maillage (figure 4.7) et à chacun de ces éléments, des nœuds peuvent être définis.

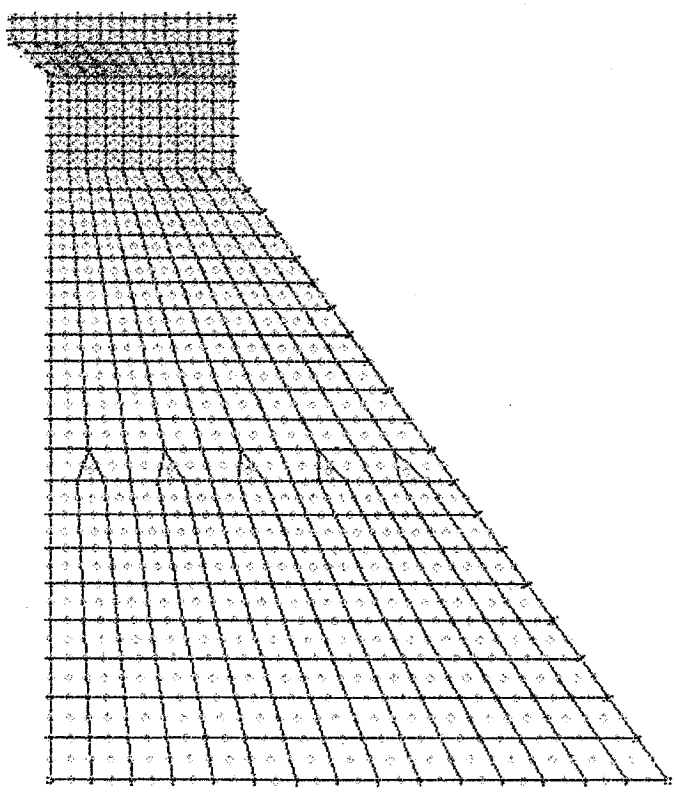


Figure 4.7 : Discrétisation du barrage

À chaque nœud, il est possible d'associer des déplacements (translations et rotations) que l'élément est susceptible de suivre. Les déplacements de tous ces nœuds sont alors exprimés dans la même base et regroupés dans un vecteur U. Dans la formulation basée sur les déplacements des éléments finis, ce vecteur constitue l'inconnue du problème. Nous verrons par la suite comment la détermination de U permet de calculer les contraintes dans la structure.

La figure 4.8 montre un élément *(i)* d'un maillage pour lequel des déplacements verticaux *(v)* et horizontaux *(u)* ont été définis pour chaque nœud (1 à 3). Pour le premier noeud, les déplacements seront $U_1 = \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{bmatrix}$.

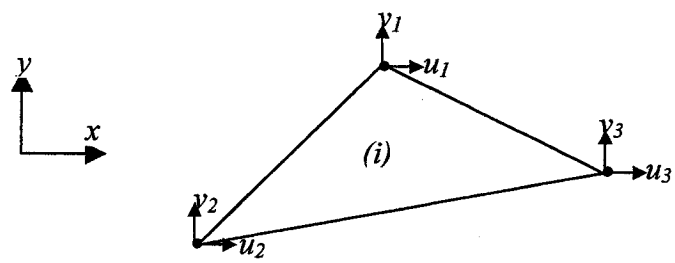


Figure 4.8 : Élément et déplacements

Il est nécessaire de connaître les valeurs de *u* et *v* pour tout point *(x,y)* de l'élément. Des fonctions d'interpolation sont alors utilisées. Ainsi, on peut écrire pour l'élément *(i)* :

$$U^{(i)}(x,y) = H_1^{(i)}(x,y)U_1 + H_2^{(i)}(x,y)U_2 + H_3^{(i)}(x,y)U_3 \qquad (4.3)$$

$$\text{ou encore } U^{(i)}(x,y) = H^{(i)}(x,y) \cdot \hat{U} \qquad (4.4)$$

Le vecteur $\hat{U}$ comporte les vecteurs U_1, U_2 et U_3. Souvent, la fonction d'interpolation H est un polynôme, il prend les valeurs U_1, U_2 et U_3 aux coordonnées correspondantes.

En dérivant correctement l'équation (4.4), il est possible de définir un vecteur $\varepsilon^{(i)}$ de déformation et une nouvelle fonction d'interpolation $B^{(i)}$ (4.6). Connaissant les propriétés du matériau et selon le type d'éléments choisis (dépend de la modélisation), la matrice

$\tau^{(i)}$ des contraintes dans l'élément peut également être créée à l'aide de la matrice d'élasticité $C^{(i)}$ (4.6).

$$\varepsilon^{(i)}(x,y) = B(x,y) \cdot \hat{U} \qquad (4.5)$$

$$\tau^{(i)}(x,y) = C^{(i)} \cdot \varepsilon^{(i)}(x,y) \qquad (4.6)$$

Ces résultats peuvent bien sûr être étendus aux cas tridimensionnels, pour d'autres types d'éléments, ayant d'autres formes et d'autres degrés de liberté (déplacements). À ce stade-ci, aucune résolution n'a été faite, les déplacements n'ont toujours pas été calculés, mais la structure a été discrétisée en plusieurs éléments et les inconnues ont été définies.

La base de la formulation basée sur les déplacements des éléments finis est le principe des travaux virtuels qui prévoit que le travail des efforts internes à un système est égal au travail des efforts externes. La dérivation de cette loi et l'utilisation du principe de D'Alembert (selon lequel les forces d'inertie sont considérées comme des forces externes de volume) permettent d'obtenir l'équation (4.7) où M est la matrice de masse, C la matrice d'amortissement (évoquée en 4.2.1.6), K la matrice de rigidité et R représente le vecteur des forces externes appliquées au barrage.

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = R \qquad (4.7)$$

Avec les notations développées pour chaque élément, on peut, par exemple, calculer la matrice de rigidité K pour une structure de n éléments :

$$K = \sum_{n} \underbrace{\int_{V^{(i)}} B^{(i)T} \cdot C^{(i)} \cdot B^{(i)} \cdot dV^{(i)}}_{\text{matrice de rigidité élémentaire}} \qquad (4.8)$$

Le vecteur R représente les forces externes de volume (autres que celles d'inertie), de surface et ponctuelles appliquées au système selon chaque nœud. Des formules similaires à (4.8) sont utilisées pour calculer R et K. Les conditions aux limites sont précisées en définissant les efforts externes et en annulant les déplacements bloqués des éléments correspondants.

La résolution de (4.7) par une méthode numérique (comme les différences finies) permet de déterminer les déplacements U. Les équations (4.4) à (4.6) sont alors employées pour calculer les contraintes internes au système étudié.

Cette présentation de la méthode des éléments finis n'est que sommaire. En effet, beaucoup de raffinements théoriques composent une telle analyse. Le type d'éléments, sa forme, la finesse du maillage, le nombre de nœuds par éléments, la méthode de résolution de (4.7), par exemple, sont autant de points influençant les résultats.

4.2.2.2 Éléments fluides basés sur le potentiel

Le logiciel ADINA permet d'utiliser deux formulations différentes pour modéliser les éléments fluides du réservoir.

La première utilise la formulation basée sur les déplacements, présentée au paragraphe précédent, en spécifiant le module de compressibilité du fluide et en imposant un module de cisaillement nul à un élément solide isoparamétrique (Sundqvist, 1983).

La seconde, utilisée dans le cadre de cette maîtrise, suit une formulation basée sur le potentiel. Elle est recommandée pour les écoulements transitoires où une onde de pression se propage rapidement dans le fluide (ADINA R&D, 2004).

Cette formulation est valable pour les écoulements compressibles, non visqueux, sans échange de chaleur. Elle est donc adaptée à la modélisation de ce travail de maîtrise. Les

équations de base (4.9) de cette formulation sont les équations de continuité de mouvement et de conservation de la quantité de mouvement, écrites en terme de potentiel de vitesse du fluide noté ϕ avec $V = \nabla\phi$.

$$\begin{cases} \dot{\rho} + \nabla \cdot (\rho \nabla \phi) = 0 \\ h = \Omega(x) - \dot{\phi} - \frac{1}{2} \nabla\phi \cdot \nabla\phi \end{cases} \tag{4.9}$$

Les termes de cette équation sont :

- ρ : masse volumique du fluide, en kg/m^3 ;
- h : enthalpie spécifique, $h = \int \frac{dp}{\rho}$, en m^2/s^2 ;
- p : pression, en Pa ;
- $\Omega(x)$: potentiel des forces dérivant d'un champ d'accélération, en m^2/s^2.

Pour un élément de fluide donné, les inconnues sont, à la surface de l'élément, le potentiel du fluide ϕ et les déplacements de la frontière u. À l'intérieur de l'élément, l'inconnue est le potentiel ϕ. Sauf exception, il n'y a pas d'échange de masse à travers la surface de l'élément. En dérivant (4.9) avec l'approche de Galerkin et en linéarisant le résultat obtenu, les équations "éléments finis" du mouvement du fluide sont obtenues (ADINA R&C, 2004) :

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -M_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\ddot{u} \\ \Delta\ddot{\phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{UU} & C_{UF} \\ C_{FU} & -\left(C_{FF} + (C_{FF})_S\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\dot{u} \\ \Delta\dot{\phi} \end{bmatrix} + \ldots$$
$$\ldots \begin{bmatrix} K_{UU} & K_{UF} \\ K_{FU} & -\left(K_{FF} + (K_{FF})_S\right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u \\ \Delta\phi \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} F_U \\ F_F + (F_F)_S \end{bmatrix} \tag{4.10}$$

Les différents termes des matrices sont obtenus par intégration (de façon similaire aux termes K, M et R de la formulation basée sur les déplacements). L'indice "S" signifie que l'intégration se fait sur la surface, les autres termes se faisant sur le volume.

4.2.2.3 Interaction Fluide/Structure

Pour un élément fluide en contact avec un élément structure, ADINA utilise une résolution couplée des équations régissant chaque sous-système :

- le fluide exerce une force de pression sur la structure ;
- la structure impose un déplacement au fluide.

Ainsi pour la formulation basée sur les déplacements de la structure, le terme R sera modifié, tandis que dans l'équation (4.11) du mouvement des éléments fluides, les déplacements de la structure apparaissent alors à la première ligne.

4.2.2.4 Le logiciel ADINA

Pour faire les simulations dynamiques du modèle éléments finis du barrage Mercier, le logiciel ADINA a été choisi. Ce programme a été créé par K.J. Bathe et ses associés en 1986 pour sa première version. Il permet de modéliser de façon très performante les problèmes de transferts thermiques, de mécanique des fluides, d'analyse de structure ou de tous ces domaines combinés. La formulation éléments finis sur laquelle il se base est celle présentée précédemment. Il permet cependant l'utilisation d'autres formulations et raffinements.

Son interface graphique intuitive et la profondeur de ses options en font un logiciel qui convient très bien pour l'analyse du comportement dynamique du barrage.

4.2.3 Présentation des résultats

Cette partie va se dérouler de la façon suivante :

- Tout d'abord, la modélisation du barrage et du réservoir est détaillée. Le type d'éléments, la densité du maillage, le nombre de nœuds par éléments, par exemple, seront présentés ;
- Le modèle est alors validé à l'aide d'analyses statiques et fréquentielles ;
- Les séismes calibrés sur le pseudospectre d'accélération de la zone d'étude (cf. figure 4.3) seront exposés ensuite ;
- Enfin, les résultats de l'analyse dynamique du barrage Mercier sont exposés.

4.2.3.1 Modélisation du système

La géométrie du barrage a été simplifiée et la modélisation du système "barrage+réservoir" qui a été retenue est présentée à la figure 4.9. La hauteur d'eau dans le réservoir est 25,91 *m* et les dimensions du barrage sont données à la figure 4.2.

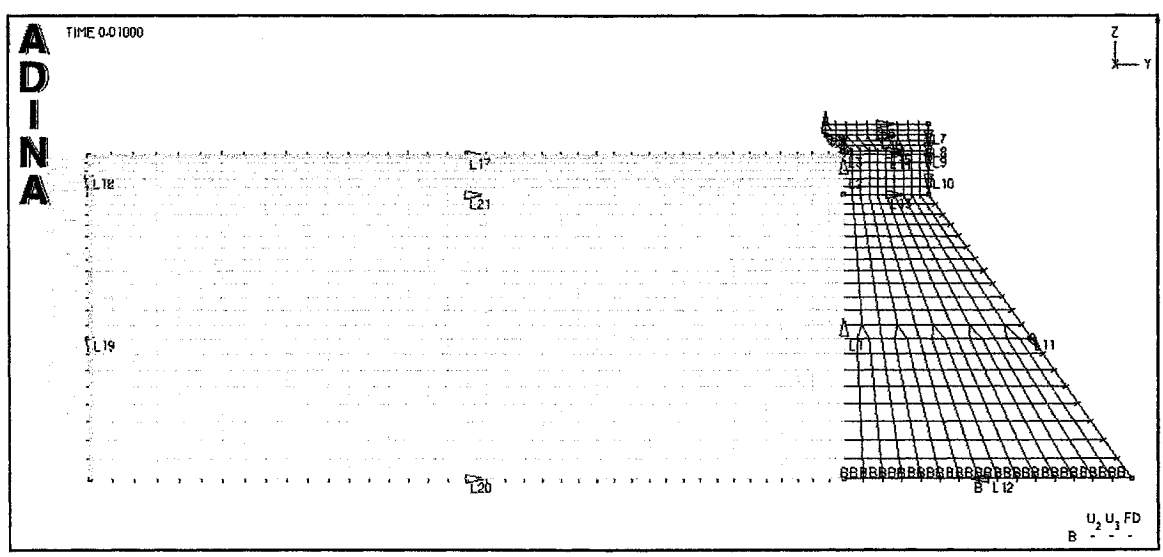


Figure 4.9 : Modélisation du barrage Mercier et du réservoir

Le maillage du barrage se raffine dans la partie étroite du barrage pour avoir une précision accrue dans cette zone où les gradients de contraintes sont plus élevés. Le maillage du réservoir suit les mêmes raffinements, car il doit y avoir correspondance entre les nœuds du fluide et les nœuds de la structure.

La discrétisation du système est telle que chaque élément (qui sont pour la plupart rectangulaire) n'est pas trop "allongé". En effet, il est recommandé d'éviter les éléments dont le rapport de la largeur sur la longueur est trop faible (Bathe, 1996).

Pour cette analyse, le système (barrage et réservoir) est modélisé avec des éléments à neuf nœuds. Ces derniers offrent la plus grande précision de calcul. Néanmoins, ce choix augmente considérablement le temps de calcul et la taille du fichier résultat.

Pour représenter l'eau du réservoir, des éléments *2D-fluid* avec une formulation basée sur le potentiel ont été utilisés. La structure, quant à elle, est modélisée à l'aide d'éléments en contraintes planes.

Les conditions frontière du modèle vont à présent être détaillées :

- La fondation est rigide et le barrage y est encastré. Tous les degrés de liberté sont donc supprimés à ce niveau (indication "B" sur la figure 4.9).
- À l'interface entre le réservoir et le barrage, une condition "d'interaction fluide/structure" est introduite automatiquement par ADINA.
- La surface du réservoir est modélisée par une condition "surface libre" qui spécifie une pression nulle à ce niveau (en pression relative).
- Le fond du lac est considéré rigide.
- L'extrémité du réservoir est modélisée avec une condition infinie (*infinite fluid region*). Ce choix permet de simuler une région trop grande pour être modélisée en entier (ce qui est le cas avec le réservoir Baskatong). Cette condition permet la propagation sans réflexion des ondes vers la région infinie.

En pratique, la dimension modélisée du réservoir est telle que sa longueur est deux fois plus grandes que la hauteur du barrage, et ce, pour limiter l'influence de la condition amont sur l'écoulement devant l'ouvrage.

4.2.3.2 Validation du modèle

Pour vérifier que la modélisation est correcte, plusieurs points sont vérifiés.

- Réaction d'appui

Le logiciel ADINA permet de calculer la réaction de la fondation à chacun des nœuds de l'interface entre le barrage et la fondation. En statique, il a été vérifié que la somme de ces réactions pour chaque nœud est égale au poids du barrage.

- Pulsations propres du réservoir

Pour s'assurer de la finesse du maillage du réservoir, on compare les pulsations propres du bassin modélisé avec le résultat d'une formule analytique donnant les valeurs exactes de ces pulsations.

Pour un bassin ouvert de longueur L avec une profondeur d'eau h, formé par des murs rigides, les pulsations propres (correspondant aux ondes de gravités) peuvent être calculées avec la formule suivante :

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{L} \cdot (kL) \tanh(kL \cdot \frac{h}{L})} \qquad (4.9)$$

Dans cette équation le produit (kL) prend les valeurs $0, \pi, 2\pi, 3\pi, 4\pi, \ldots$

La longueur du réservoir est 60 m et sa profondeur est 25,91 m. Les valeurs théoriques des pulsations de ce bassin sont données dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Comparaison des pulsations propres théoriques et calculées par ADINA

kL	Pulsations théoriques en rad/s	Pulsations calculées en rad/s
0	0	0
π	0,67064	0,67062
2π	1,00911	1,00910
3π	1,24098	1,24098
4π	1,43333	1,43336

On voit que l'erreur sur les pulsations propres calculées par ADINA est très faible (très inférieure à 1 %). Il est alors déduit que le maillage du réservoir est assez fin.

- Pression hydrostatique dans le réservoir

Un autre moyen de valider le modèle est de déterminer la pression hydrostatique dans le réservoir. Théoriquement, elle devrait varier linéairement de p=0 *Pa* à la surface à p=254177 *Pa* au fond du bassin (h=25,91 m). Les valeurs calculées par ADINA sont $1{,}24*10^{-5}$ *Pa* pour le minimum et 254777 *Pa* pour le maximum. La pression calculée varie linéairement. Ce calcul conforte la validité du modèle.

- Maillage

Plusieurs maillages du réservoir et du barrage ont été testés et plusieurs types d'éléments ont été essayés pour ce calcul dynamique. La modélisation présentée correspond aux réglages optimum en termes de temps de calcul et de précision.

4.2.3.3 Calcul de l'amortissement

Dans le paragraphe présentant les hypothèses, il a été expliqué comment la matrice d'amortissement C est calculée en déterminant le coefficient β. Cette valeur est spécifiée à ADINA pour le calcul dynamique.

Pour calculer β, il est nécessaire de connaître la fréquence de résonance du premier mode de vibration du système "barrage+réservoir" (figure 4.10).

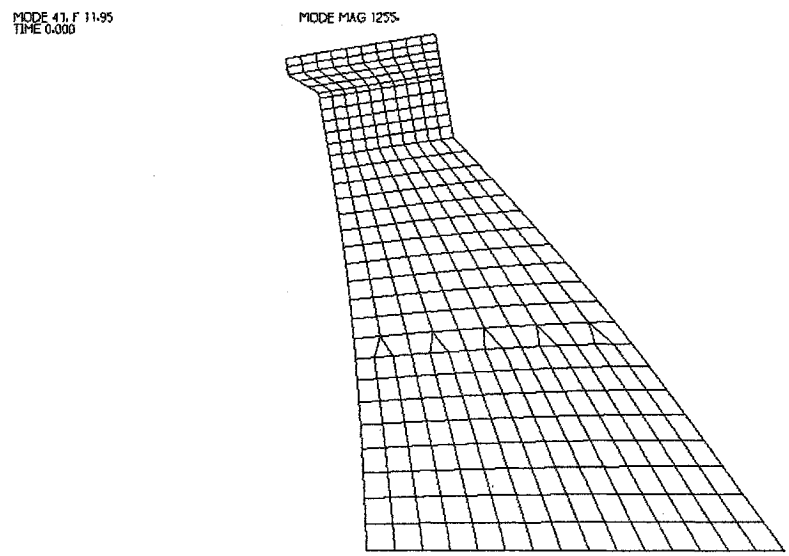


Figure 4.10 : Premier mode de résonance du système barrage+réservoir

La fréquence de ce premier mode est 11,95 Hz, d'où ω_1=75,08 rad/s. Ainsi, on obtient $\beta = 0,001332$. Cette valeur est spécifiée lors des analyses dynamiques dans ADINA.

NB : le logiciel calcule d'autres fréquences modales avant ce premier mode, cependant elles ne correspondent pas à la dynamique du barrage.

4.2.3.4 Génération des séismes d'étude

Les séismes historiques qui sont adaptés au pseudospectre d'accélération de la région du barrage Mercier sont Miramichi 1982, Nahanni 1985, Saguenay 1988. Le logiciel RSPM99 permet de faire cette calibration et d'obtenir de nouveaux accélérogrammes utilisables pour l'étude. La figure 4.11 représente le pseudospectre cible et les pseudospectres d'accélération des séismes originaux.

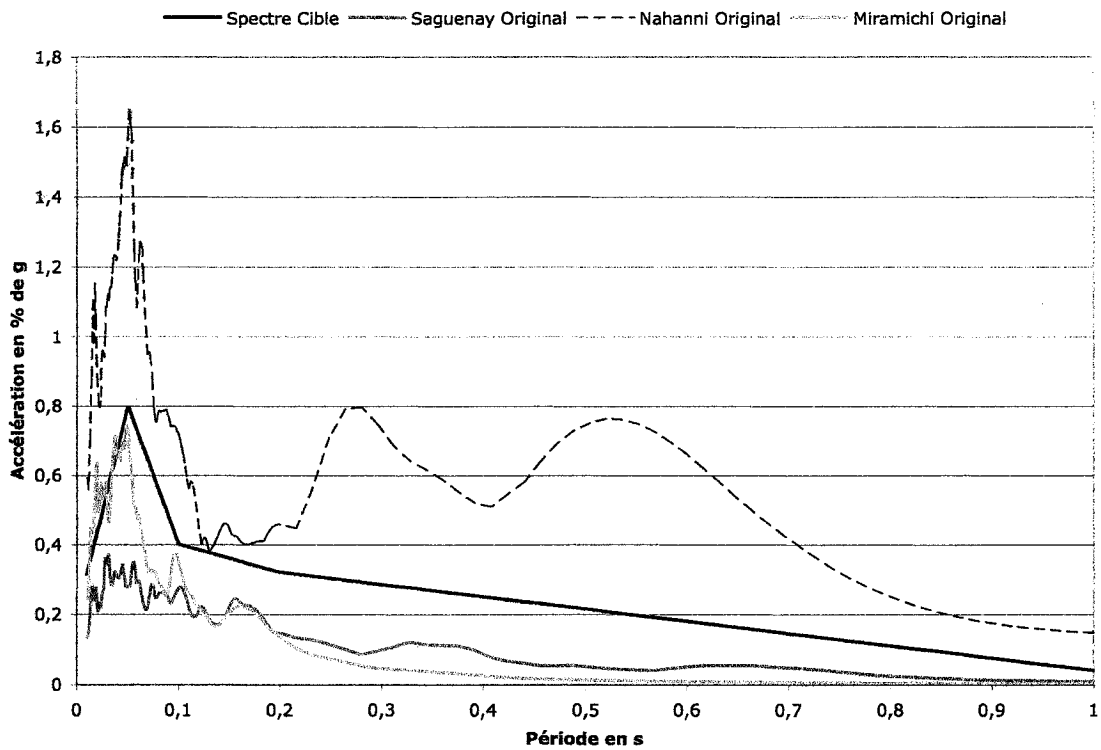


Figure 4.11 : Pseudospectres originaux et pseudospectre cible (pour une période de retour de 1/2500 ans et un amortissement de 5 %)

Il est clair, avec ce graphique, que les tremblements de terre originaux ne sont pas adaptés à la zone cible, ce qui justifie la "transformation". La figure 4.12 montre les pseudospectres des séismes modifiés.

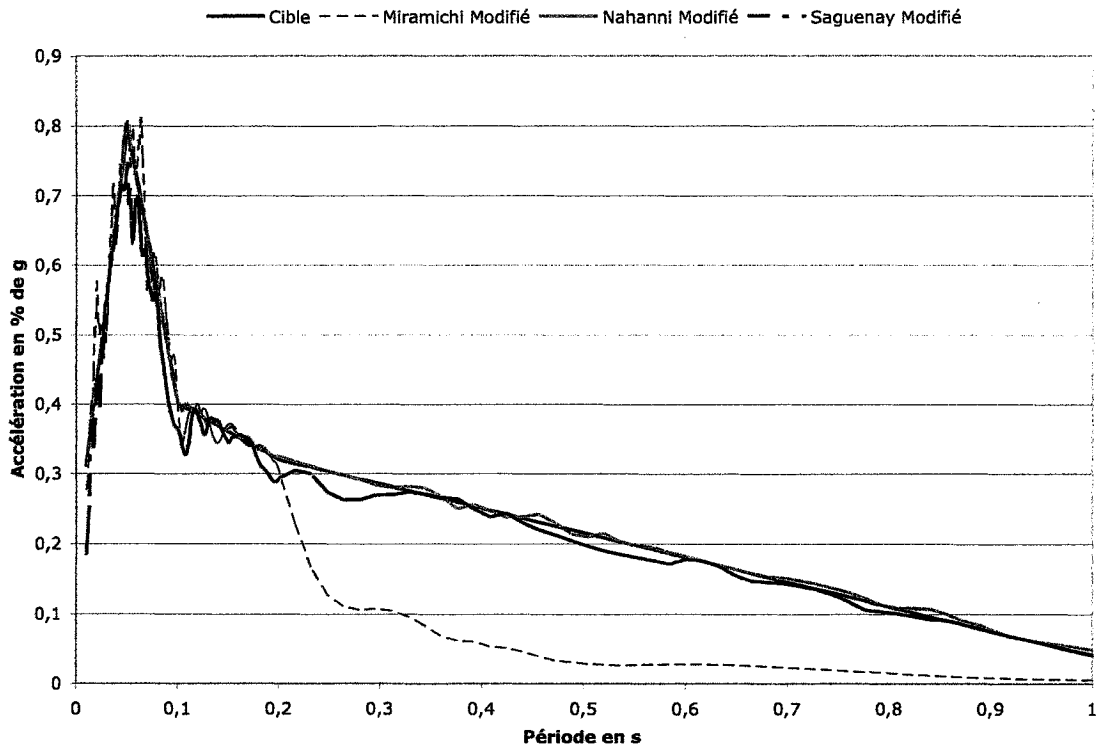


Figure 4.12 : Pseudospectres des séismes modifiés (pour une période de retour de 1/2500 ans et un amortissement de 5 %)

Les nouveaux séismes, dont les accélérogrammes sont donnés aux figures 4.13, 4.14 et 4.15 sont à présent utilisables pour l'étude dynamique. On peut remarquer que le pseudospectre d'accélération du séisme de Miramichi n'a pas pu être calé pour les périodes plus grandes du pseudospectre cible. Cependant, l'accélérogramme obtenu est quand même utilisé, puisque le signal est ajusté pour une gamme de périodes proche du premier mode de résonance du barrage Mercier.

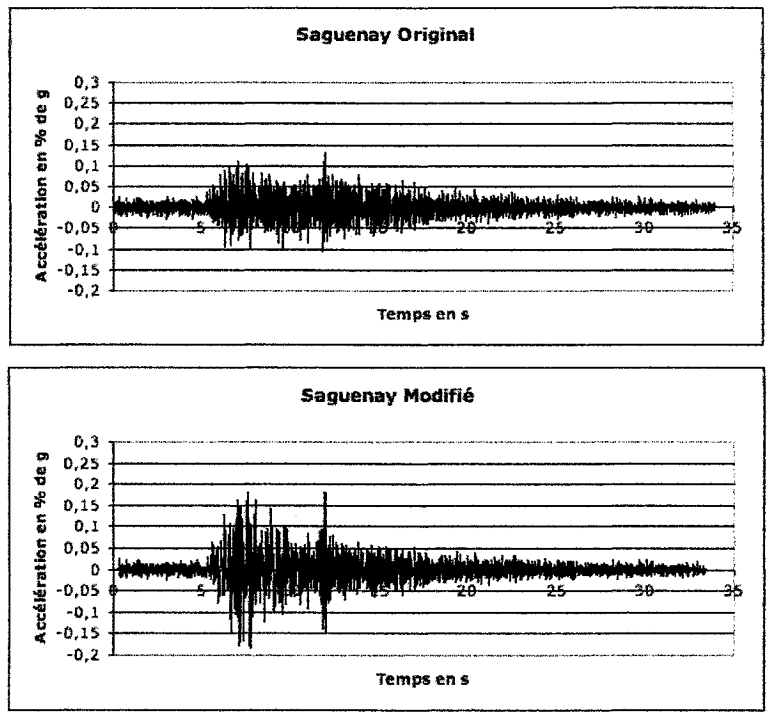


Figure 4.13 : Accélérogrammes original et modifié du séisme du Saguenay

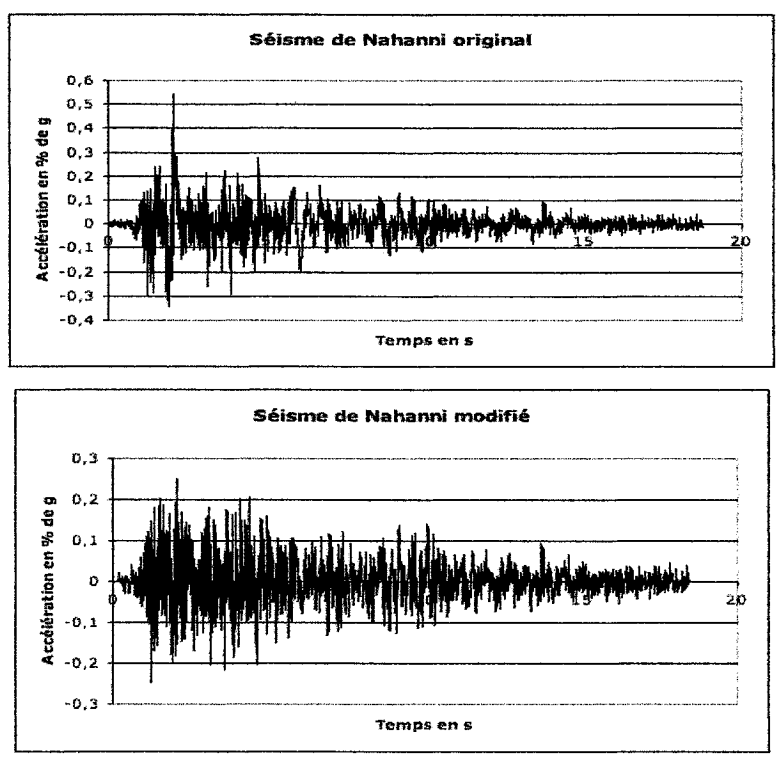


Figure 4.14 : Accélérogrammes original et modifié du séisme de Nahanni

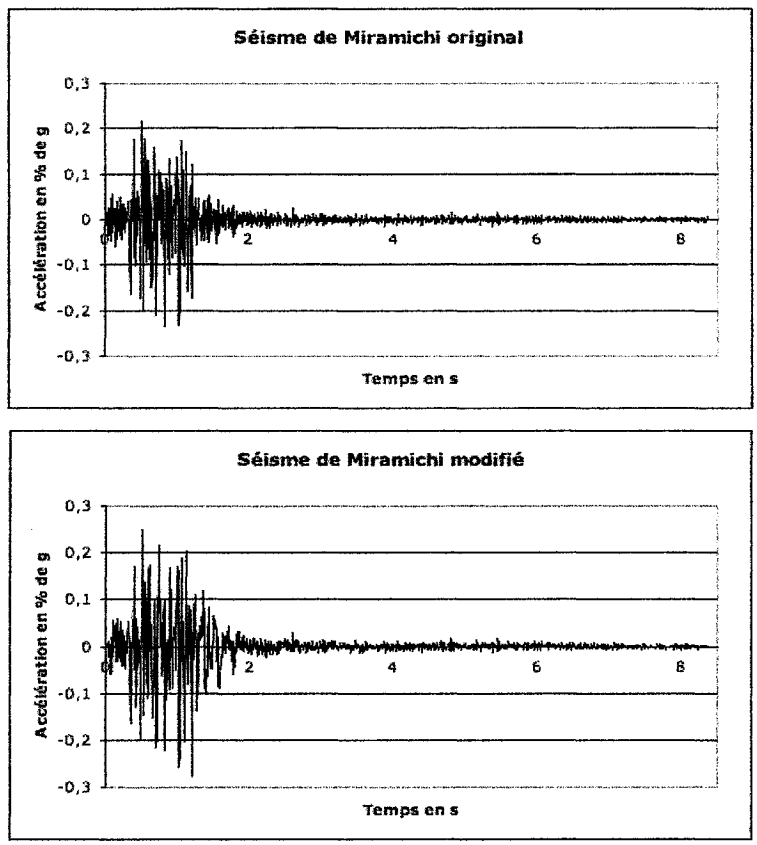


Figure 4.15 : Accélérogrammes original et modifié du séisme de Miramichi

4.2.3.5 Résultats de l'étude dynamique

Avec tous les éléments développés dans les sections précédentes, le comportement dynamique du barrage soumis aux séismes générés peut à présent être déterminé. Les contraintes dans l'ouvrage dépendent des forces d'inertie dues au séisme, de la pression de l'eau, du poids propre et de la réaction de la fondation.

Il est particulièrement important de connaître les contraintes principales 1 (σ_1), car, quand elle est positive, elle représente la traction dans l'ouvrage. Comme le béton est plus fragile en traction qu'en compression (15 fois plus dans le cas du matériau choisi), il s'agit de cette contrainte qui doit être "surveillée". Ainsi, l'enveloppe des maxima pour tous les temps de σ_1 dans l'ouvrage peut être tracée, permettant de visualiser les zones du

barrage où cette contrainte sera maximale au cours du séisme. La figure 4.16 montre la répartition des contraintes σ_1 dans le barrage Mercier soumis au séisme modifié du Saguenay. **Les valeurs de contraintes indiquées sur les figures sont exprimées en Pa.**

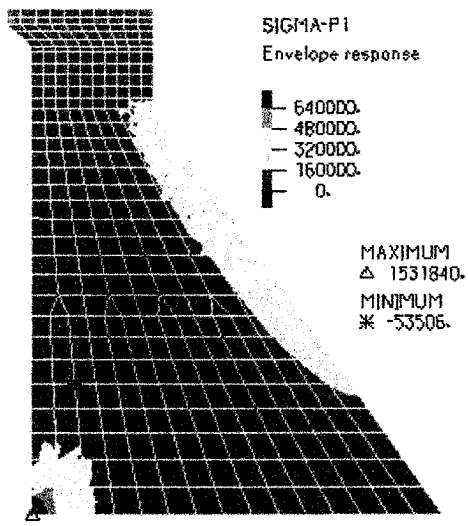


Figure 4.16 : Répartition des contraintes principales 1 dans le barrage Mercier soumis au séisme du Saguenay

La réponse du barrage Mercier soumis au séisme de Nahanni est représentée à la figure 4.17.

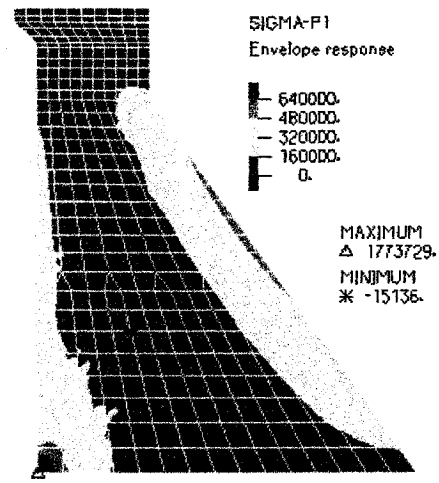


Figure 4.17 : Répartition des contraintes principales 1 dans le barrage Mercier soumis au séisme de Nahanni

La réponse du barrage Mercier soumis au séisme de Miramichi est représentée à la figure 4.18.

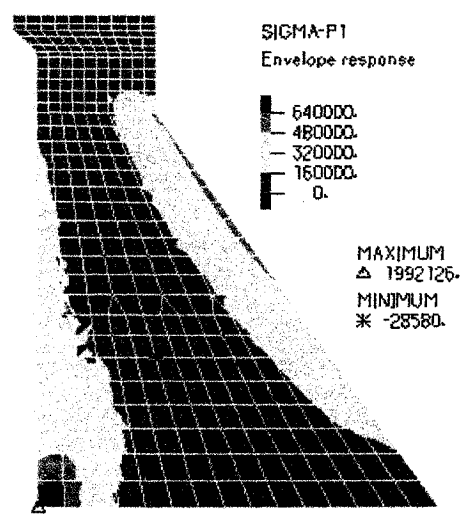


Figure 4.18 : Répartition des contraintes principales 1 dans le barrage Mercier soumis au séisme de Miramichi

La contrainte maximale de traction pour le barrage soumis au séisme du Saguenay est environ 1,53 MPa, tandis que pour le séisme de Nahanni, elle est d'environ 1,77 MPa et de 1,99 MPa, pour le séisme de Miramichi. Le logiciel ADINA permet également de vérifier s'il y a des fissures qui se sont développées dans le barrage. Pour les trois analyses précédentes, il s'est avéré qu'aucune fissuration n'est apparue dans l'ouvrage.

Ces résultats permettent de distinguer les zones de faiblesse de l'ouvrage vis-à-vis d'un séisme. Le coin bas gauche est particulièrement mis à contribution. En effet, c'est à cet endroit que se situe la contrainte maximale. On voit également qu'une partie de la paroi aval de l'ouvrage est soumise à de fortes contraintes de traction. Cependant, ces dernières restent petites devant l'intensité des contraintes au coin bas gauche de l'ouvrage.

4.2.4 Conclusion de l'analyse dynamique

Il a été montré, lors de cette étude structurale, que les séismes utilisés (correspondant à une probabilité de récurrence de 1 tous les 2500 ans et adaptés à la zone d'étude) n'endommagent pas le barrage Mercier. Cette étude permet également de vérifier que le barrage, sous l'hypothèse du matériau et de l'usure choisis, est conforme aux exigences de résistance aux séismes de la Loi sur la sécurité des barrages, puisque les coefficients sismiques à utiliser dans l'analyse pseudostatique (demandée par la Loi sur la sécurité des barrages) proviennent des mêmes données qui ont permis d'établir le pseudospectre utilisé (Léger et al., 2003).

Cependant, cette étude a été menée en supposant que l'ouvrage de retenue est dans un état neuf et parfait, ce qui n'est certainement pas le cas pour le barrage Mercier (qui date de 1920). Ainsi, des séismes de plus grande intensité ou des séismes plus faibles, mais combinés à une usure du barrage pourraient mener à sa rupture. C'est pour cela qu'une étude de stabilité est alors menée afin de déterminer les conditions nécessaires au bris, en prenant en compte les zones de faiblesse que l'analyse par éléments finis à révéler.

4.3 Analyse de stabilité du barrage Mercier

4.3.1 Objectifs

Cette partie a pour but de présenter les résultats de l'analyse de stabilité du barrage Mercier. Cette étude permet de déterminer, selon le chargement de l'ouvrage, s'il y a rupture ou pas. Elle est, dans le cadre de cette maîtrise, menée pour une excitation sismique.

Cette analyse est faite pour différents états d'usure du barrage. Elle permet de vérifier la résistance de l'ouvrage aux séismes imposée par la Loi sur la sécurité des barrages.

4.3.2 Outil utilisé pour étudier la stabilité du barrage

Pour évaluer la stabilité du barrage Mercier, le logiciel CADAM, développé au groupe de recherche en génie des structures du département des génies civil, géologique et des mines de l'École Polytechnique de Montréal, est utilisé. Il permet, en fonction des conditions de chargement (séisme, hauteur d'eau du réservoir, etc.) et de l'usure du barrage, d'établir s'il y a bris et, dans le cas positif, de déterminer selon quel mode ce bris se produira (bris par glissement, retournement ou soulèvement).

4.3.3 Description de CADAM

Une brève description de ce logiciel est présentée dans ce paragraphe (Leclerc et al., 2001).

4.3.3.1 Méthode de gravité

Pour établir si l'ouvrage est stable, le logiciel calcule, le long de plans spécifiés par l'utilisateur, les contraintes engendrées par les efforts externes. Ces plans de calcul correspondent aux joints de construction du barrage ou à des plans de fissuration.

Afin d'évaluer les contraintes, le programme calcule les forces et moments résultants le long du plan d'étude. Ces derniers sont calculés en posant l'équilibre des efforts externes au "morceau" de barrage, selon la méthode des corps rigides. Les efforts externes sont :

- le poids propre de l'ouvrage ;
- la force d'inertie de l'ouvrage (lors d'un séisme) ;
- la pression hydrostatique du réservoir ;
- la pression hydrodynamique du réservoir (lors d'un séisme) ;
- la sous-pression due à la présence d'eau dans les fissures potentielles ;
- la réaction du support.

Une fois la réaction du support déterminée, les contraintes normales au plan de fissuration sont calculées en utilisant la théorie des poutres. Il est supposé que la répartition de ces contraintes est linéaire.

L'analyse des contraintes normales permet d'évaluer s'il y a développement de fissure dans l'ouvrage, ce qui peut alors modifier l'équilibre des forces (d'où un processus itératif pour le calcul de la longueur de la fissure). Le calcul de la force et du moment résultants permet d'établir s'il y a stabilité selon les trois modes de rupture.

4.3.3.2 Calcul de la stabilité

Pour vérifier s'il y a glissement, CADAM calcule le rapport *Sliding Safety Factor* (SSF) :

$$SSF = \frac{\left(\sum V + U + Q_V\right) \cdot \tan\phi + c \cdot A_c}{\sum H + \sum H_d + Q_H} \qquad (4.11)$$

Les termes de cette équation sont :

- SSF : coefficient de sécurité au glissement, sans dimension ;
- ΣV : somme des forces verticales sans la sous pression, en N ;
- Q_v : force d'inertie verticale du morceau du barrage, en N ;
- U : sous pression le long du plan d'analyse, en N ;
- ϕ : angle de frottement, sans dimension ;
- c : cohésion du béton, en Pa ;
- A_c : aire de la partie du joint en compression, en m^2 ;
- ΣH : somme de forces horizontales, en N ;
- ΣH_d : somme des forces d'inertie horizontales, en N ;
- Q_h : force résultante de la pression hydrodynamique, en N.

Si le SSF est inférieur à 1, il y aura glissement le long du plan de faiblesse. Ce rapport consiste à comparer la résistance au cisaillement du matériau à la résultante des forces externes horizontales. La résistance au cisaillement du béton est évaluée par la formule (4.12) :

$$\tau_{\max} = c + \tan\phi \cdot \sigma_n \qquad (4.12)$$

Où :

- $\tau_{\max}$: contrainte de cisaillement maximale admissible du béton, en Pa ;
- σ_n : contrainte de compression, en Pa ;
- c et ϕ : cohésion (en Pa) et angle de frottement du béton (sans dimension).

Pour vérifier s'il y a bris par renversement, le paramètre *Overturning Safety Factor* (OSF) est calculé.

$$OSF = \frac{\sum M_S}{\sum M_D} \qquad (4.13)$$

Où :

- OSF : coefficient de sécurité au renversement, sans dimension ;
- ΣM_S : somme des moments stabilisants, en Nm ;
- ΣMD : somme des moments déstabilisants, en Nm.

Si OSF est inférieur à 1, il y a renversement ;

Pour le soulèvement, le paramètre *Uplifting Safety Factor* (USF) est calculé.

$$USF = \frac{\sum V}{U} \qquad (4.14)$$

Les paramètres de cette équation sont :

- USF : coefficient de sécurité au soulèvement ;
- ΣV : somme des forces verticales sans la sous pression ;
- U : force engendrée par la sous-pression.

Il y a soulèvement lorsque USF est inférieure à 1.

4.3.3.3 Calcul de la longueur de fissuration

Pour déterminer la longueur d'une éventuelle fissure, CADAM suit le processus suivant :

- une longueur de fissure est estimée avec une formule théorique
- la sous-pression dans la fissure est calculée et l'équilibre des forces est résolu ;
- le critère d'initiation de la fissure est vérifié : fissuration si $\sigma_t = f_t / K_{init}$;

- le critère de propagation de la fissure est vérifié : développement de la fissure si $\sigma_t = f_t / \kappa_{prop}$;
- la nouvelle sous-pression est calculée et le procédé est répété jusqu'à ce que la longueur de la fissure reste constante.

Dans les critères de propagation et d'initiation de la fissure, les paramètres utilisés sont les suivants :

- f_t : résistance du béton à la traction, en Pa ;
- σ_t : contrainte de traction, en Pa ;
- κ_{init} et κ_{prop} : facteur d'initiation et de propagation de la fissure, définis par l'utilisateur, sans dimension.

4.3.4 Hypothèses de calcul

Pour mener l'analyse de stabilité, plusieurs hypothèses de calcul sont faites.

4.3.4.1 Joints de levée

Un barrage-poids est constitué de plusieurs blocs de béton, assemblés les uns aux autres sur la largeur. Pour ériger ces blocs (d'une trentaine de mètres de hauteur pour le barrage Mercier), plusieurs coulées de béton sont nécessaires. Il apparaît alors des joints de levée entre ces différents "morceaux" résultants des coulées successives.

Au niveau de ces joints, la résistance mécanique de l'ouvrage est plus faible puisqu'il y a une discontinuité dans le matériau. La position de ces plans est donc importante dans l'étude du comportement d'un barrage. Dans le cadre de cette maîtrise, il est supposé que le barrage Mercier comporte plusieurs joints de levée comme le montre la figure 4.19. À partir, de la base, les joints sont espacés de 5,7 m.

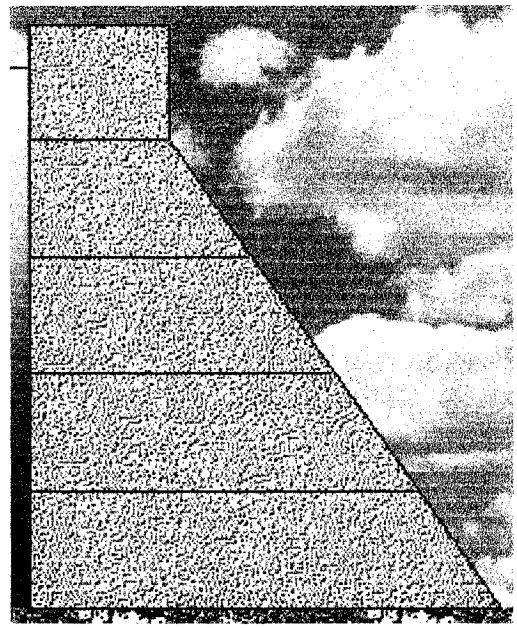


Figure 4.19 : Disposition des joints de construction dans le barrage

4.3.4.2 Matériau et usure

Le code national du béton donne des valeurs pour les propriétés mécaniques du béton au niveau des joints (Cement Association of Canada, 1995). Ainsi, les valeurs suivantes seront utilisées :

$$c = 500kPa$$
$$\phi = 45°$$

Cependant, les caractéristiques mécaniques de ces joints peuvent se dégrader à cause de l'usure qui peut provenir de réactions chimiques entre le béton et son environnement. Dans ce chapitre, la stabilité du barrage est également évaluée pour des valeurs plus faibles de cohésion et de ϕ qui sont les suivantes :

$$c = 50kPa$$
$$\phi = 38°$$

La dégradation du béton peut également entraîner la propagation de fissures dans l'ouvrage, au niveau des joints. Ces fissures peuvent aussi être dues à des séismes précédents ou tout autre événement extrême.

Pour illustrer l'influence de l'usure et de la présence de fissures sur la stabilité des barrages soumis aux séismes, plusieurs états de l'ouvrage sont supposés. Ils seront exposés lors de la présentation des résultats.

4.3.4.3 Analyse sismique pseudostatique

Pour évaluer la résistance du barrage au séisme, une analyse sismique pseudostatique est utilisée. Le principe de ce calcul est de considérer l'effet du séisme comme une force d'inertie égale au produit de la masse et de l'accélération du barrage (ou partie du barrage). Il s'agit de ce type d'étude qui doit être effectué pour déterminer la résistance aux tremblements de terre selon les critères de la Loi sur la sécurité des barrages. L'accélération minimale du sol pour laquelle le séisme doit rester stable est donnée sur une carte présentée en annexe I. Pour la région du barrage Mercier, le coefficient sismique limite est 0,15g où g est l'accélération de la pesanteur.

Lors des calculs de stabilité avec CADAM, une accélération horizontale soutenue est spécifiée et incrémentée jusqu'à obtenir la rupture de l'ouvrage. Une accélération horizontale de pic correspondant au double de l'accélération soutenue est également indiquée au logiciel.

4.3.5 Présentation des résultats

L'analyse de stabilité du barrage Mercier est effectuée pour deux états d'usure et de fissuration pour illustrer l'influence de ce paramètre. CADAM calcule les ruptures possibles au niveau de chaque joint de levée qui lui a été spécifié. Dans cette partie, seule la valeur du coefficient (SSF, OSF ou USF) pour le joint selon lequel il y a bris

sera présentée. Pour tous les cas, il est fait l'hypothèse que la résistance à la traction des joints est nulle.

4.3.5.1 1er cas

Pour ce premier cas, il est supposé que le barrage ne présente aucune fissure et que les valeurs de cohésion et de ϕ sont les suivantes :

$$c = 500kPa$$
$$\phi = 45°$$

Les résultats de l'analyse de stabilité ont montré que le joint le plus critique est le joint de base. Le coefficient le plus critique est le SSF (coefficient de glissement). L'évolution de la valeur de ce coefficient en fonction de l'intensité du séisme est représentée à la figure 4.20.

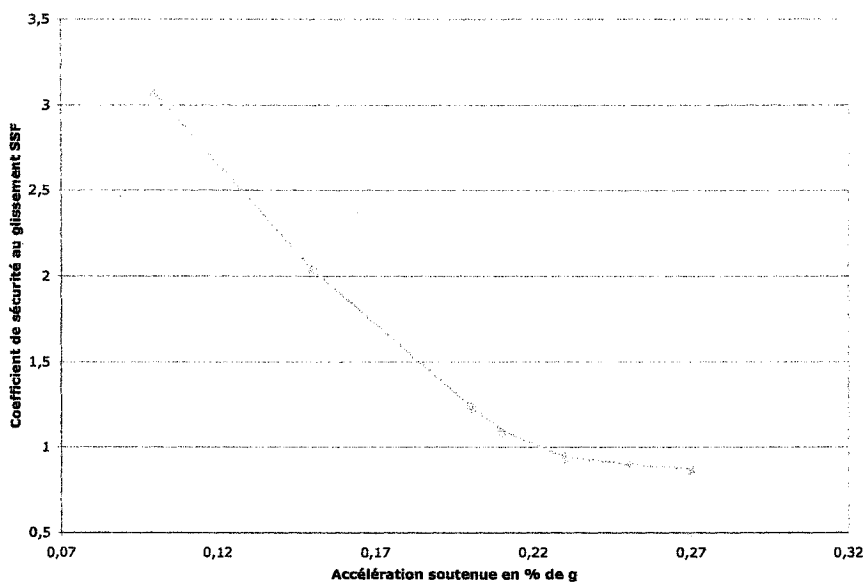


Figure 4.20 : Évolution du coefficient SSF pour le premier cas d'étude de stabilité

Ainsi, pour une accélération sismique du sol d'environ 0,22 g le barrage brise par glissement (car SSF est inférieur à 1) et l'élévation du fond de la brèche est 197,16 m. Pour cet état, le barrage Mercier est conforme aux exigences de la loi 93 sur la sécurité des barrages, car il résiste à des accélérations de sol supérieures à 0,15 g.

4.3.5.2 2ème cas

Pour ce deuxième cas, une fissure est présente deuxième joint (en partant de la base). La fissure représente 40 % de la longueur du joint à partir de l'amont. Les valeurs de cohésion et de ϕ sont :

$$c = 50kPa$$
$$\phi = 38°$$

Pour ce cas-ci, le joint le plus critique est le joint de base et le coefficient de sécurité au glissement est le plus bas des coefficients. Les résultats sont représentés à la figure 4.21.

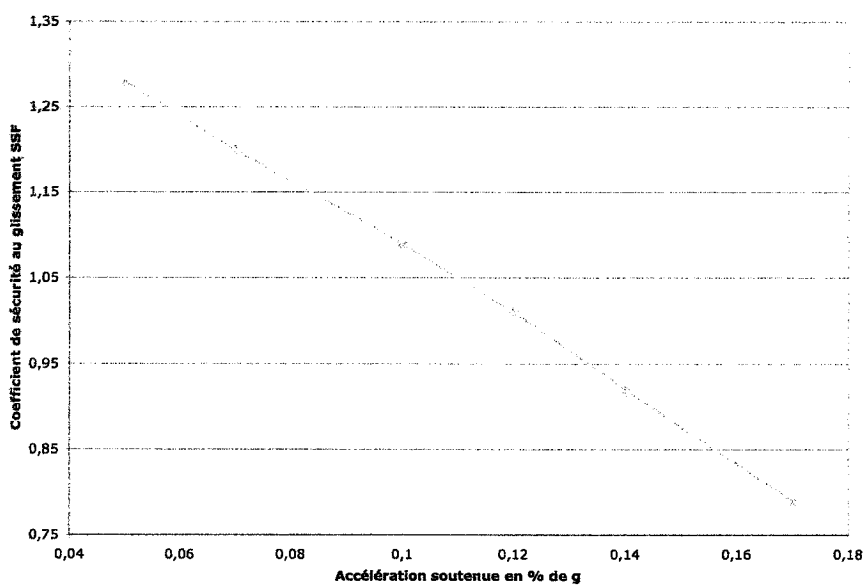


Figure 4.21 : Évolution du coefficient SSF pour le second cas d'étude de stabilité

La rupture a lieu pour une accélération du sol égale à 0,12 *g*. La rupture se fait alors par glissement et l'élévation du fond de la brèche est 202,9 m. Pour cet état d'usure, sous les hypothèses de choix de matériau, le barrage modélisé, correspondant à un cas fictif, ne dispose plus de la résistance nécessaire. En effet, il perd sa stabilité pour une valeur d'accélération soutenue du sol inférieure à 0,15 *g*.

4.3.6 Conclusion de l'analyse de stabilité

Dans cette partie, il a été établi les conditions sismiques menant à la rupture du barrage Mercier pour plusieurs états d'usure. Les résultats montrent l'influence d'une éventuelle usure sur la résistance aux séismes du barrage. Ils ont également permis de déterminer pour les différents cas d'étude (ne correspondant pas à l'état réel du barrage Mercier), si le barrage dispose de la résistance nécessaire imposée par la Loi sur la sécurité des barrages.

4.4 Conclusion

Lors de ce chapitre, le comportement dynamique du barrage a été déterminé en supposant un état sain et neuf du barrage. Cette hypothèse n'est, certes, pas très réaliste compte tenu de l'âge du barrage Mercier, mais elle a cependant permis de distinguer les zones faibles de l'ouvrage soumis aux séismes.

L'analyse de stabilité, quant à elle, a permis de déterminer les conditions sismiques, c'est-à-dire l'accélération du sol, menant à la perte de stabilité de l'ouvrage pour différents états d'usure. La hauteur de la brèche a également été calculée, cette information peut alors être reliée au travail mené aux chapitres 2 et 3 pour déterminer les conséquences d'un bris par temps sec. Enfin, l'étude a permis de vérifier la résistance du barrage exigée par la Loi sur la sécurité civile.

Si l'ouvrage est conforme pour un état "parfait", sa résistance aux séismes n'est plus suffisante pour certains états fictifs de fissuration et pour des propriétés mécaniques diminuées des joints. Ces cas sont hypothétiques, mais ils montrent bien que l'usure peut affecter le comportement du barrage. De plus, cela montre qu'il est nécessaire d'effectuer une surveillance de l'ouvrage et que des moyens de détection de l'endommagement du barrage permettraient de renforcer la connaissance du comportement dynamique.

À présent, une synthèse va reprendre tous les résultats et assembler toutes les informations établies dans les différents chapitres pour répondre aux objectifs initialement énoncés.

Chapitre 5 : Synthèse

Dans les chapitres 2, 3 et 4, les conséquences d'un bris du barrage Mercier ont été définies pour la municipalité de Maniwaki, l'écoulement de rupture a été modélisé et les conditions sismiques menant au bris du barrage ont été évaluées. Cette synthèse vise à assembler ces résultats pour répondre à chacun des objectifs énoncés au chapitre 1.

Objectif 1 : Plan de mesures d'urgence pour la loi 93

5.1.1 Résumé de la démarche

La Loi sur la sécurité des barrages exige, lors de l'évaluation de la sécurité d'un barrage, qu'un plan de mesures d'urgence soit établi. Ce plan est destiné à accroître la sécurité des personnes et des biens à proximité de l'ouvrage.

Ce plan doit contenir, entre autres, les situations menant au bris et une description du territoire et des édifices principaux affectés par l'inondation. Dans le cadre de cette maîtrise, la situation "rupture par temps sec", due à un séisme, est étudiée et les conséquences du bris sont évaluées au niveau de la ville de Maniwaki. Ce travail ne constitue qu'une partie de la mise en place du plan de mesure d'urgence du barrage et de l'évaluation de la sécurité du barrage. Une étude plus exhaustive des situations de rupture est exigées par la Loi sur la sécurité des barrages.

Pour mener à bien ce travail de maîtrise, l'approche par conséquences a été utilisée. Tout d'abord, les conséquences d'une éventuelle inondation dans Maniwaki ont été déterminées en fonction du niveau d'eau de la rivière Gatineau dans la municipalité. Ces résultats sont représentés sur une courbe de conséquences.

Ensuite, une analyse hydraulique a été effectuée pour évaluer les conditions de l'écoulement de la rivière Gatineau générant les niveaux d'eau définis, en fonction de l'élévation du fond de la brèche.

Enfin, l'étude structurale du barrage Mercier a permis d'évaluer son comportement dynamique et de distinguer ses zones de faiblesse. Elle a également permis de déterminer l'accélération sismique du sol causant la rupture pour différents états d'usure. La hauteur de brèche a alors été déterminée et reliée aux résultats de l'étude hydraulique.

5.1.2 Utilisation des résultats

L'état d'usure du barrage permet de préciser les conditions de rupture et les conséquences qui en découlent pour Maniwaki. Les données obtenues sont alors utilisables pour le plan de mesures d'urgence du barrage. Deux cas peuvent être définis à partir des états d'usure du barrage supposés dans le chapitre 4.

- Cas 1

Pour ce cas, le barrage n'est pas fissuré et les joints ont les propriétés mécaniques suivantes : $\begin{matrix} c = 500kPa \\ \phi = 45° \end{matrix}$.

Ce cas d'étude correspond à un état "idéal" de l'ouvrage. Les conditions sismiques menant à la perte de stabilité de l'ouvrage correspondent à la pire situation de rupture par temps sec, consécutive à un séisme. Les calculs structuraux ont montré que le barrage perd sa stabilité pour un séisme dont l'accélération soutenue au sol est de 0,22g. La hauteur de la brèche est 197,16 m. Avec la courbe présentée à la figure 5.1, il est alors possible de déterminer le niveau d'eau dans les deux zones de Maniwaki.

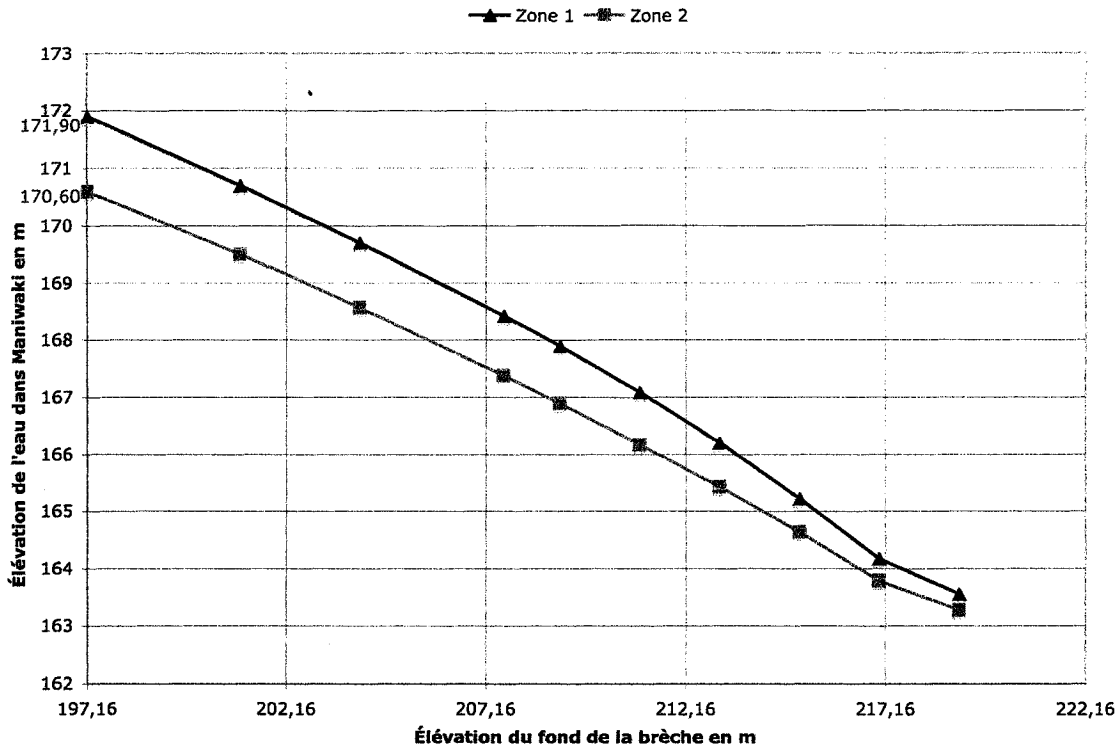


Figure 5.1 : Relation "Hauteur de brèche/Niveau Maniwaki"

Ainsi dans la zone 1, le niveau d'eau est 171,90 m et dans la zone 2, il est de 170,6 m. Cette information permet alors de déterminer les conséquences du bris avec la courbe de conséquences 5.2.

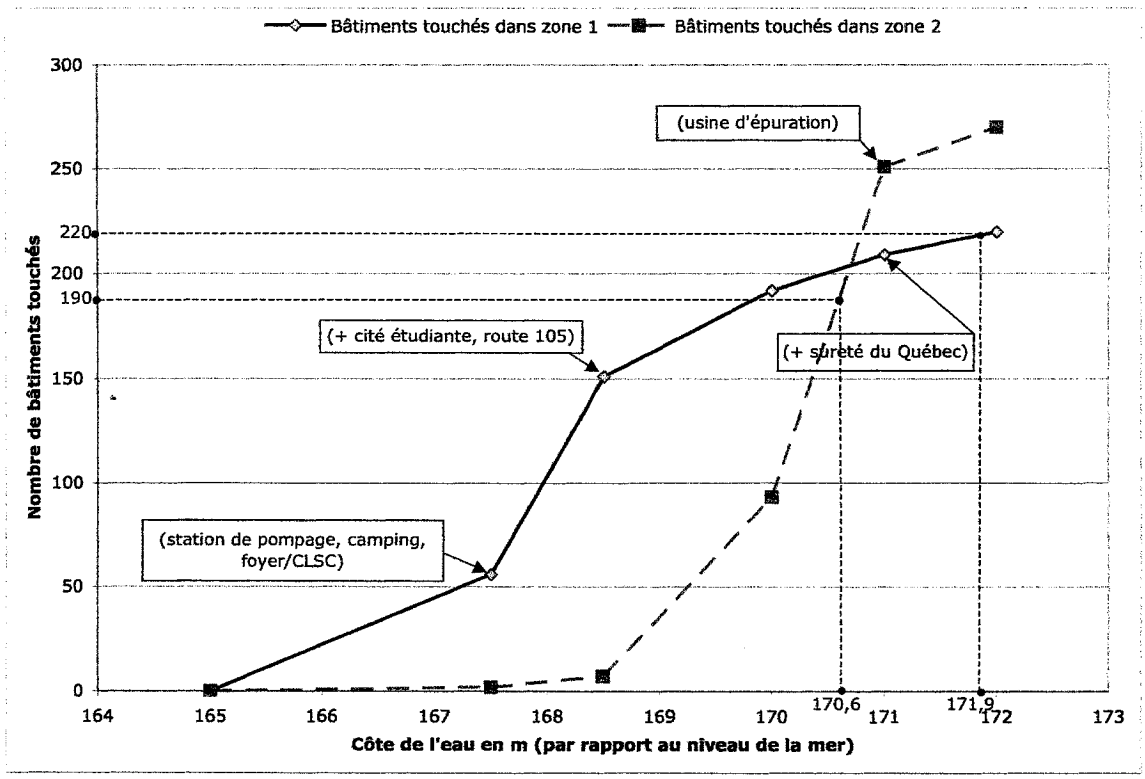


Figure 5.2 : Courbe de conséquences relative au risque d'inondation dans Maniwaki

Ainsi, dans la zone 1, 220 bâtiments sont inondés, dont :

- la station de pompage de la municipalité ;
- le camping municipal ;
- le foyer/CLSC ;
- la cité étudiante ;
- la route 105 ;
- les locaux de la sûreté du Québec.

Dans la zone 2, 190 bâtiments sont inondés.

En fonction des besoins et exigences de la municipalité, la courbe de conséquences peut être précisée pour définir plus précisément les bâtiments concernés par l'inondation.

- Cas 2

Le cas d'étude précédent correspond à un état idéal du barrage. L'assemblage des résultats est fait de façon classique, car les conséquences sont déterminées en fonction du "scénario" du bris.

L'avantage d'utiliser l'approche par conséquences est qu'elle permet de recentrer le problème sur les conséquences. Ainsi, pour un niveau de conséquences que l'on veut éviter, il est possible de remonter vers la situation de bris correspondante.

Par exemple, s'il est indispensable pour la municipalité de Maniwaki de garder la route 105 opérationnelle, on peut, à l'aide de la courbe de conséquences 5.2, déterminer le niveau d'eau qui ne doit pas être dépassé. Pour ce seuil de conséquence, le niveau est 168,5 m dans la zone 1. La courbe "niveau d'eau/élévation de la brèche", présentée à la figure 5.1, permet de déterminer que cette élévation de l'eau sera atteinte si une brèche apparaît dans le barrage à une élévation inférieure ou égale à 207,5 m.

Les brèches apparaissent préférentiellement au niveau des zones faibles que sont les joints de levée. Ainsi, si le 2ème joint de levée de l'ouvrage est fissurée sur 40 % de sa longueur et que ses propriétés mécaniques sont $\begin{cases} c = 50kPa \\ \phi = 38° \end{cases}$ (2ème cas d'étude l'analyse de stabilité), alors un séisme d'accélération soutenue au sol de 0,12g pourrait provoquer un bris et une brèche se formera à l'élévation 202,6 m, provoquant même des dégâts supérieurs à ceux que l'on veut éviter.

L'information obtenue avec cette démarche peut servir à mettre en place des mesures de surveillance et de protection du barrage, afin de s'assurer que sa résistance sera suffisante.

Objectif 2 : Plan de sécurité civile pour la loi 173

La mise en place du plan de sécurité civile d'une municipalité demande d'évaluer la vulnérabilité de la ville pour différentes menaces. Le travail de cette maîtrise a permis de caractériser les conséquences d'une rupture de barrage par temps sec sur Maniwaki. Les informations présentées pour l'objectif 1 sont également utilisables pour cet objectif. Les conséquences du bris sont donc celles qui sont développées dans la partie précédente.

En effet, la courbe de conséquences présentée à la figure 5.2 permet d'identifier les bâtiments susceptibles d'être inondés. Ainsi, les secours peuvent se préparer à agir plus spécifiquement vers une zone sensible de la municipalité.

Le fait de connaître les bâtiments à l'abri du sinistre permet de prévoir des centres d'hébergement et des chemins d'évacuation. La courbe de conséquences est valable pour toute inondation due à une augmentation du niveau de la rivière Gatineau et pas seulement pour le cas de rupture du barrage. Comme il a déjà été dit pour l'objectif 1, la courbe de conséquences peut être raffinée en fonction des attentes des autorités de Maniwaki.

L'étude hydraulique a montré que le temps d'arrivée de l'onde de crue de rupture est de 5 heures. Avec cette information, il est possible de créer des règles d'alerte pour prévenir la population de l'arrivée de l'onde de crue. Des procédures d'évacuation des zones à risque peuvent alors être menées.

Objectif 3 : Plan de gestion des eaux retenues de la Loi sur la sécurité des barrages

La loi sur la sécurité des barrages exige l'établissement de ce plan de gestion afin d'évaluer les niveaux d'eau dans les zones occupées en fonction du débit évacué par le barrage.

Pour cette maîtrise, ces seuils ont été définis pour la ville de Maniwaki. L'utilisation conjointe de la courbe de conséquences (figure 5.2) et de la relation "débit ouvrage/niveau ville" (figure 3.4) permet de créer une courbe représentant le lien entre le débit au niveau de l'ouvrage et conséquences dans la ville. Cette courbe est représentée à la figure 5.3.

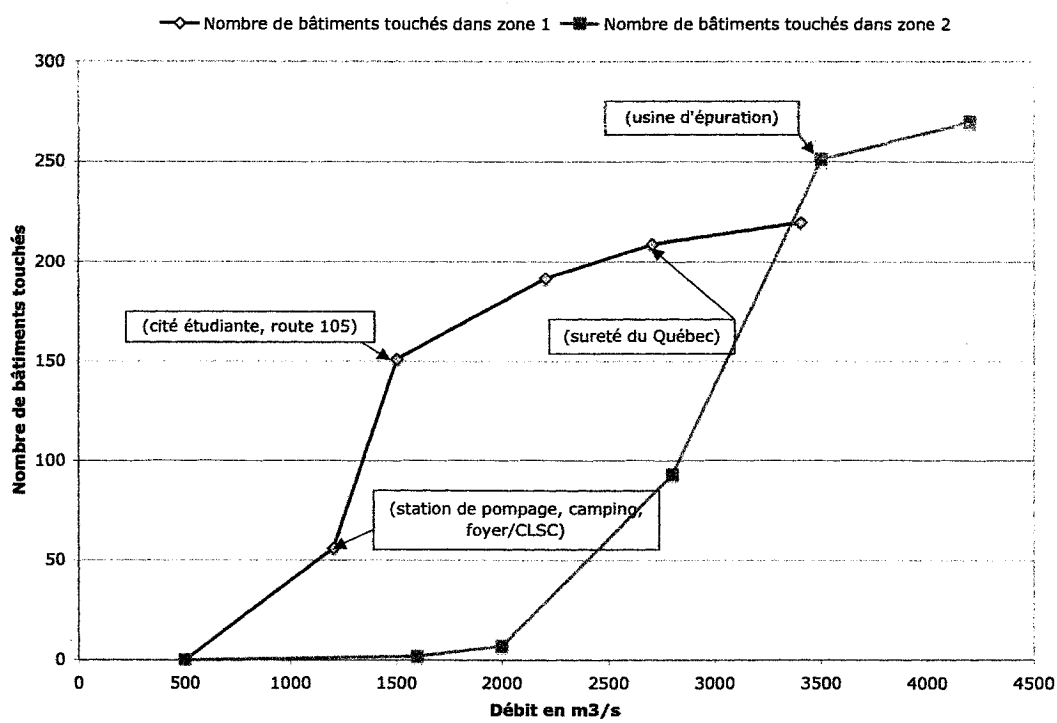


Figure 5.3 : Seuils d'inondation dans la ville de Maniwaki en fonction du débit au barrage Mercier

Objectif 4 : Vérifier la résistance aux séismes du barrage imposée par la Loi sur la sécurité des barrages

La loi 93 définit la résistance minimale des ouvrages de retenue du Québec. En faisant une analyse de stabilité avec CADAM, il a été possible de vérifier si le barrage dispose de la résistance nécessaire selon la loi 93 sur la sécurité des barrages. Légalement, l'ouvrage doit rester stable pour une accélération soutenue de 0,15*g*.

Les hypothèses faites sur le matériau constitutif de l'ouvrage et sur sa géométrie ne permettent pas de déterminer si le barrage Mercier est conforme ou non aux exigences de loi sur la sécurité des barrages. Cependant, avec une connaissance appropriée de l'ouvrage, il serait possible de comparer l'accélération pour laquelle le barrage perd sa stabilité à la valeur imposée par la loi.

Objectif 5 : Aider à améliorer la définition de la crue de sécurité de la Loi sur la sécurité des barrages

La crue de sécurité est définie en fonction des conséquences du bris. Pourtant, les conséquences utilisées ne sont pas nécessairement dues à une rupture par submersion, il s'agit des conséquences engendrées par le pire scénario de rupture.

Le travail effectué peut aider à mieux définir la crue de sécurité. En effet, en suivant la même démarche que pour l'analyse du risque de rupture par temps sec, la crue menant au bris du barrage peut être déterminée et les conséquences correspondantes peuvent être évaluées. Un choix de crue de sécurité plus approprié pourrait alors être fait.

Objectif 6 : Valider l'approche par conséquences

Pour mener l'analyse de risque qui a servi au plan de mesures d'urgence et au plan de sécurité civile, l'approche par conséquences a été utilisée. Les conditions du bris et l'écoulement correspondant ont été calculés en partant d'une caractérisation de la zone d'étude.

L'application de cette méthode a permis de déterminer les informations voulues pour les objectifs 2 et 3 en tenant compte de l'état d'usure de l'ouvrage. Ainsi, il a été montré, que sous certaines conditions, des situations autres que le pire scénario peuvent mener à un sinistre et engendrer des conséquences de niveau intermédiaire. C'est en cela que cette approche se démarque des analyses classiques. Ces dernières évaluent l'écoulement et les conséquences d'un bris pour un cas extrême, parfois sans tenir compte de l'état réel du barrage. Le fait de partir des conséquences encourage à évaluer un éventail de situations plus large que le pire scénario.

De plus, l'utilisation de l'approche par conséquences a permis d'atteindre d'autres objectifs et d'apporter des réponses à d'autres points de la loi sur la sécurité des barrages. La courbe de conséquences 5.2, par exemple, a servi pour évaluer les conséquences du bris, pour établir les seuils d'inondation et pour aider à préciser la crue de sécurité. Cette courbe est très utile dans le cadre de la loi 173 sur la sécurité civile, car elle permet de planifier et préparer la municipalité au risque d'inondation (et pas seulement celui dû à un bris de barrage).

En terme, de temps de calcul, l'utilisation de cette méthode n'est pas beaucoup plus longue que pour une analyse classique. En effet, une fois que les modèles numériques (hydraulique et structural) sont faits et calibrés, des simulations pour différentes conditions peuvent être rapidement menées.

Pour conclure, l'utilisation de l'approche par conséquences est tout à fait adaptée à l'analyse du risque de rupture de barrage. Les parties techniques de l'étude ne sont pas vraiment différentes que celles d'une analyse classique, mais le fait de partir des conséquences amène à aborder le problème différemment et permet d'aborder des points qui ne le seraient pas classiquement.

Conclusion

Au Québec, la Loi sur la sécurité des barrages réglemente les règles de gestion et dicte les normes que doit respecter chaque barrage. Elle impose, pour augmenter la sécurité des personnes proches de l'ouvrage, la mise en place d'un plan de mesures d'urgence comprenant les différentes situations pouvant mener au bris du barrage et les conséquences du sinistre sur les zones avoisinantes. Ainsi, lors de ce travail de maîtrise, une analyse du risque de rupture par temps sec du barrage Mercier a été menée pour obtenir des informations nécessaires à l'établissement de ce plan. Les conséquences relatives au bris de l'ouvrage ont été évaluées pour la ville de Maniwaki

Pour effectuer l'analyse, une nouvelle approche a été utilisée. Cette méthode, dite "par conséquences", utilise comme point de départ une caractérisation des conséquences de l'inondation, dans la municipalité étudiée. Ensuite, une étude hydraulique a permis de relier les niveaux d'eau dans la ville à la forme de la brèche créée par la rupture du barrage. Les conditions sismiques du bris ont alors été déterminées en fonction de l'état d'usure de l'ouvrage et la forme de la brèche a été précisée. Enfin, une synthèse a permis d'assembler tous les résultats de chaque étape et de regrouper les informations nécessaires à l'établissement du plan de mesures d'urgence.

Ainsi, pour plusieurs états d'usure supposés du barrage Mercier, l'accélération sismique du sol pour laquelle le barrage brise a été calculée et l'élévation du fond de la brèche dans l'ouvrage a été déterminée. Grâce aux résultats hydrauliques, cette hauteur de brèche permet de connaître le niveau d'eau dans Maniwaki et une courbe de conséquences permet alors d'évaluer les conséquences du bris. Le cheminement inverse a aussi été mené et permis de prendre en compte des situations de rupture intermédiaire en fixant le niveau de conséquences à ne pas dépasser.

L'utilisation de l'approche par conséquences a également permis de remplir d'autres objectifs. Dans le cadre de la loi sur la sécurité des barrages, trois autres points ont été approfondis. Les seuils d'inondation dans la ville de Maniwaki, pour le plan de gestion des eaux retenues du barrage, ont pu être définis grâce à la caractérisation de la municipalité et à l'étude hydraulique. L'analyse structurale a permis de vérifier la résistance aux séismes du barrage. Il a été expliqué comment mieux définir la crue de sécurité. En outre, les résultats obtenus sont utiles à la mise en place du plan de sécurité civile de Maniwaki demandé par la loi 173 sur la sécurité civile.

L'originalité de ce mémoire provient du fait qu'il utilise une approche nouvelle qui se démarque des analyses classiques de risque de rupture de barrage. Quand ces dernières se basent sur le pire scénario pour évaluer le risque que représente un ouvrage, l'approche par conséquences commence l'étude par une caractérisation des zones touchées par le sinistre. Son utilisation a permis d'effectuer un travail pluridisciplinaire et d'aborder différemment la façon de poursuivre les calculs. Le travail effectué montre qu'elle est tout à fait adaptée à l'étude du risque barrage et qu'elle permet de remplir plus d'objectifs que les analyses classiques.

Même si tous les objectifs posés initialement ont été remplis, il faut toutefois noter que l'étude a été menée avec des hypothèses simplificatrices. Pour la modélisation du barrage, seule la résistance de la plus haute section a été évaluée. De plus, la géométrie du réservoir, la modélisation de la fondation et le fait de ne pas considérer les pertuis de l'ouvrage dans la section étudiée, sont autant de simplifications qui peuvent diminuer la précision du résultat. Il serait intéressant d'effectuer une modélisation plus complète (en trois dimensions notamment) afin de mieux évaluer le comportement du barrage.

De même, le manque de connaissance sur les propriétés mécaniques du matériau constituant l'ouvrage et sur son usure pourrait être comblé en mettant en œuvre de

moyens d'estimer les caractéristiques du béton et de mesurer l'endommagement du barrage.

La définition des conséquences n'a été faite que pour la municipalité de Maniwaki. Pour répondre aux exigences de la Loi sur la sécurité des barrages, il faudrait caractériser toutes les zones occupées inondables par la rupture du barrage Mercier. En outre, il serait avantageux de raffiner les courbes de conséquences pour qu'elles puissent prendre en compte des informations répondant aux exigences et aux besoins des municipalités. Cela ne peut se faire qu'en établissant une coopération entre ceux qui font les études de bris de barrage et les gens occupant les zones inondables. Il serait également intéressant d'appliquer l'approche par conséquences à d'autres domaines que l'étude du bris de barrage.

Références

ABRAHAMSON, N.A. (1989). Non-Stationary Spectral Matching, Rapport Interne.

ADINA R&D, Inc. (2004). Theory and Modeling Guide, Volume 1 : ADINA, Report ARD 04-7.

ASSEMBLÉE NATIONALE DU QUÉBEC (ANQ), 2000, Loi sur la sécurité des barrages, Publications du Québec.

ASSEMBLÉE NATIONALE DU QUÉBEC (ANQ), 2002, Loi sur la sécurité civile, Publications du Québec.

BATHE, K.J. (1996). Finite Element Procedures, Upper Saddle River, Prentice-Hall, New Jersey.

BAUDETTE, J. (2005). Présentation sur la sécurité civile au Québec dans le cadre du cours CIV6214 donné à l'École Polytechnique de Montréal.

BELTAOS, S. (1995). River Ice Jams, Water Resources Publications, LLC.

BHATTHACHARJEE, S.S. (1993). Smeared fracture analysis of concrete gravity dams for static and seismic loads, Thèse de doctorat, Département of Civil Engineering and Applied Mechanics, Mc Gill University, Montréal, Canada.

CEMENT ASSOCIATION OF CANADA (1995). Concrete design handbook, second edition, Cement Association of Canada, Canada.

FENVES, G. et CHOPRA, A.K. (1984). Earthquake analysis and response of concrete dams, Report no. UCB/EERC-84/10, University of California, Berkeley, Californie.

FREAD, D.L. et LEWIS, J.M. (1998). NWS FLDWAV Model, Office of Hydrology, National Weather Service, Silver Spring, Maryland.

HIRSCH, C. (1988). Numerical computation of internal and external flows, Volume 1 : Fundamentals of Numerical Discretization, John Wiley & Sons.

HYDRO-QUÉBEC (2003). Guide d'évaluation de la sécurité sismique des barrages, Hydro-Québec, Canada.

HYDRO-QUÉBEC (2005). Carte de la centrale Mercier, Carte tirée du site internet d'Hydro-Québec.

ICOLD (1999). Risk assessment as an aid to dam safety management, ICOLD Bulletin On Risk Management, Rev No. 9.

LECLERC, M. (1995). L'influence des caractéristiques de l'excitation sismique sur la fissuration des barrages-poids en béton, Chaire industrielle CRSNG/HYDRO-QUÉBEC/ALCAN, rapport no. EPM/GCS 1995-02.

LECLERC, M., LÉGER, P., et TINAWI, R. (2002). Computer aided stability analysis of gravity dams – CADAM, User's manual, Department of Civil Engineering, École Polytechnique de Montréal, Montréal.

LÉGER, P., LECLERC, M. et LARIVIÈRE, R. (2003). Seismic safety evaluation of concrete dams in Québec, International Journal on Hydropower and Dams, vol. 10, no. 2, pp. 100-109.

MARCHE, C. (2004). Barrages, Crues de rupture et Protection civile, Presses Internationales Polytechnique, Montréal.

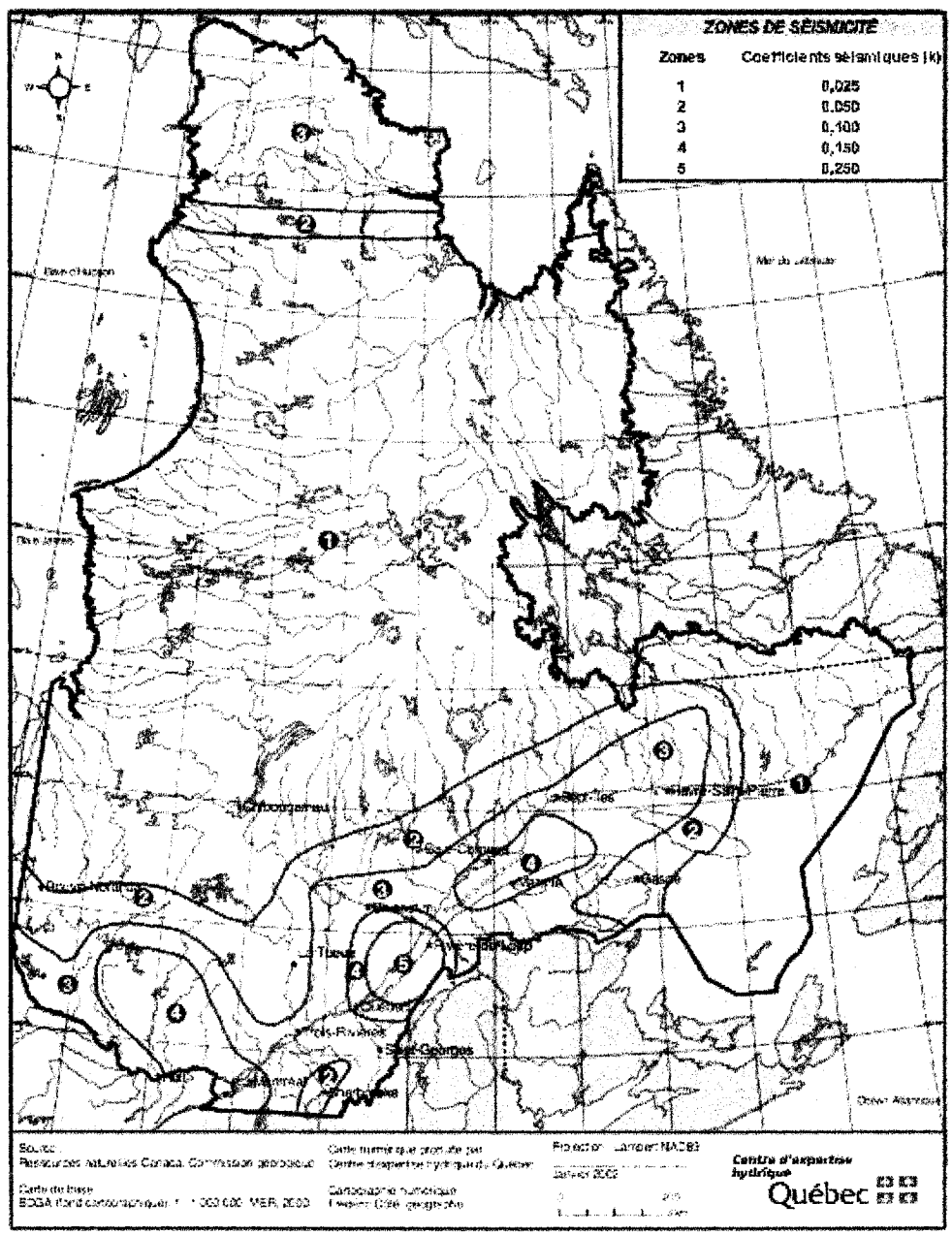
PETIT, F., ROBERT, B., et ROUSSELLE, J. (2004). Une nouvelle approche pour la caractérisation des aléas et l'évaluation des vulnérabilités des réseaux de support à la vie, Revue Canadienne de Génie Civil, vol. 31, no. 2, pp 333-344.

PROULX, J. et PAULTRE, P. (1997). Experimental and numerical investigation of dam-reservoir-foundation interaction for a large gravity dam, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 24, no. 1, pp 90-105.

ROBERT, B., MARCHE, C., ROUSSELLE, J., et PETIT, F. Method for consequence curves – as applied to flood risks (accepté pour publication dans l'International Journal of Emergency Management).

SUNDVIST, J. (1983). An application of ADINA to the solution of fluid-structure interaction problems, Computers & Structures, vol.17, no. 56, pp 193-807.

VILLE DE MANIWAKI (2005). Carte de Maniwaki, Carte tirée du site internet de Maniwaki.

WESTERGAARD, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes, American Society of Civil Engineers – Transactions, vol. 98, no. 1835, pp 418-433.

Annexe I : Coefficients sismiques à appliquer pour vérifier la résistance aux séismes selon la Loi sur la sécurité des barrages