

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÈLE SIMPLIFIÉ DE FORMATION DE BRÈCHE PAR DÉBORDEMENT

PEGGY TROUSSEAU

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

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



Library and  
Archives Canada

Bibliothèque et  
Archives Canada

Published Heritage  
Branch

Direction du  
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

395, rue Wellington  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

*Your file    Votre référence*

*ISBN: 978-0-494-25582-7*

*Our file    Notre référence*

*ISBN: 978-0-494-25582-7*

#### 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 protègent 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.

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

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

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 :

MODÈLE SIMPLIFIÉ DE FORMATION DE BRÈCHE PAR DÉBORDEMENT

présenté par : TROUSSEAU Peggy

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LECLERC Guy, Ph.D., président

M. KAHAWITA René, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph.D., membre

## **Dédicace**

À ma grande famille.

## **Remerciements**

Je tiens à remercier particulièrement Tung Quach et Phuong Nguyen d'Hydro-Québec pour m'avoir incité à me lancer dans ce projet et m'avoir soutenue et encouragée tout au long ma scolarité.

Je remercie aussi mon professeur René Kahawita pour sa patience, ses explications et ses conseils.

Je tiens également à remercier Claude Marche pour son aide et ses réponses à mes milles questions.

Merci aussi à Bachir Touileb, Marco Lessard, Marc Smith et tous les autres mais non les moindres qui m'ont encouragée, soutenue et aidée.

## **Résumé**

Le phénomène de formation de brèche dans une digue en terre ou en enrochement est complexe et tient compte tant des données hydrauliques que des propriétés géotechniques du matériau de remblai.

Ce document présente un modèle paramétrique, le modèle AMBRE, de formation de brèche suite à un déversement d'eau par-dessus la crête du barrage, afin de refléter au mieux la réalité tout en ayant la contrainte de demeurer simple et d'avoir un temps de calcul court.

AMBRE a pour but de prédire l'hydrogramme de sortie du réservoir suite à la formation d'une brèche dans un barrage.

Plusieurs tests ont été effectués afin de valider le modèle AMBRE à partir de cas réels : la rupture du barrage Oros qui s'est produite au Brésil, la rupture du barrage Banqiao qui s'est produite en Chine, la rupture du barrage Teton aux États-Unis ainsi que les essais effectués à Rosvatn en Norvège dans le cadre du projet CADAM de l'Union Européenne. Les résultats sont très encourageants.

AMBRE a également été testé à titre prédictif dans le but de comparer les résultats du modèle avec les résultats fournis par les règles de l'art. Le cas choisi est un barrage qui appartient à Hydro-Québec: le barrage Pamouscachiou 1 situé sur le pourtour du réservoir Bersimis 1.

## **Abstract**

Breach formation in a rockfill or earthfill dike due to overtopping of the crest is a complex process involving interaction between the hydraulics of the flow and the erosion characteristics of the fill material. This document is devoted to the description and validation of a simple parametric model for breach formation due to overtopping, with an attempt being made to model as closely as possible the physical processes involved within the restriction of the simplified analysis. The objective is to predict the relevant timescales for the phenomenon leading to a prediction of the outflow hydrograph.

Breach initiation and evolution have been well documented on the basis of field observations and laboratory experiments. Most breaches caused as a result of overtopping follow the general sequence:

- Initial overtopping results in rivulet type erosion on the downstream face of the embankment and formation of a headcut;
- An eroded channel forms and increases in depth and width;
- As depth increases, sidewall failure as well as slope failure is possible;
- The headcut steadily advances upstream until the crest is bridged to reach the upstream water level resulting in a sudden increase in discharge;
- The breach crest then descends rapidly accompanied by widening. The process continues until the foundation of the dam is reached. From this point on, the breach widens, with no further downward erosion, until the reservoir is evacuated.

The detailed behavior depends on the soil properties and compaction protocol. For example, a purely non-cohesive soil will slump continuously with no appearance

of a headcut. Field observations have indicated that the breach geometry tends to be invariably trapezoidal.

The model developed here (AMBRE) uses a broad-crested weir formula for the hydraulics assuming a trapezoidal breach shape. Crest erosion as well as headcut progression is computed using available empirical relations derived from carefully conducted experiments published in the literature. The lateral stability of the sideslopes that may lead to failure due to tensile stress is evaluated based on recent geotechnical criteria. The possible presence of an impermeable core with significantly different material properties is also included in the formulation as is a simple level pool routing technique to compute reservoir water levels. Computational times are extremely low, this being an advantage of the present model over more complicated ones requiring numerical integration of the full differential equations of motion.

AMBRE has been validated on the Oros dam failure in Brazil, Banqiao dam failure in China, Teton Dam in the United States as well as on the recent five and six meter embankment tests carried out at Rosvatn in Norway as part of the CADAM project funded by the European Union. The results are extremely encouraging.

## **Table des matières**

|                                                                |      |
|----------------------------------------------------------------|------|
| DÉDICACE.....                                                  | IV   |
| REMERCIEMENTS .....                                            | V    |
| RÉSUMÉ.....                                                    | VI   |
| ABSTRACT .....                                                 | VII  |
| TABLE DES MATIÈRES.....                                        | IX   |
| LISTE DES TABLEAUX.....                                        | XII  |
| LISTE DES FIGURES .....                                        | XIII |
| INTRODUCTION.....                                              | 1    |
| CHAPITRE 1 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE .....                       | 5    |
| 1.1 Estimation du débit maximal: les modèles empiriques .....  | 6    |
| 1.2 Formation progressive de la brèche.....                    | 8    |
| 1.3 Études expérimentales.....                                 | 13   |
| 1.4 Synthèse de l'état des connaissances.....                  | 14   |
| CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DU MODÈLE AMBRE .....                 | 16   |
| 2.1 Généralités.....                                           | 16   |
| 2.2 Description du noyau de calcul du programme.....           | 18   |
| 2.2.1 Hydraulique.....                                         | 18   |
| 2.2.2 Processus d'érosion.....                                 | 20   |
| 2.2.3 Calcul de l'angle des parois latérales de la brèche..... | 26   |
| 2.3 Notions en stabilité de pente .....                        | 30   |
| CHAPITRE 3 : RÉSULTATS DES SIMULATIONS.....                    | 34   |
| 3.1 Essais expérimentaux de Norvège.....                       | 34   |
| 3.1.1 Test 1 .....                                             | 37   |
| 3.1.2 Test 2 .....                                             | 43   |
| 3.1.3 Test 3 .....                                             | 46   |
| 3.2 Ruptures historiques.....                                  | 49   |

|                                        |                                                        |     |
|----------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----|
| 3.2.1                                  | Rupture du barrage Oros, Brésil .....                  | 49  |
| 3.2.2                                  | Rupture du barrage Banqiao, Chine .....                | 58  |
| 3.2.3                                  | Rupture du barrage Teton, États-Unis .....             | 63  |
| 3.3                                    | Comparaison avec la pratique .....                     | 70  |
| 3.4                                    | Prédiction d'une rupture.....                          | 73  |
| 3.4.1                                  | Règles de l'art .....                                  | 75  |
| 3.4.2                                  | Résultats à partir du modèle .....                     | 76  |
| CHAPITRE 4 : ÉTUDE DE SENSIBILITÉ..... |                                                        | 81  |
| 4.1                                    | Sol non cohérent.....                                  | 83  |
| 4.1.1                                  | Coefficient de Manning.....                            | 84  |
| 4.1.2                                  | Diamètre moyen du matériau de remblai .....            | 85  |
| 4.1.3                                  | Angle de frottement interne du sol .....               | 87  |
| 4.1.4                                  | Densité, poids volumique et indice de plasticité ..... | 88  |
| 4.1.5                                  | Teneur en eau du sol.....                              | 88  |
| 4.1.6                                  | Forme initiale de la brèche .....                      | 89  |
| 4.1.7                                  | Conclusion.....                                        | 90  |
| 4.2                                    | Sol peu cohérent .....                                 | 90  |
| 4.2.1                                  | Coefficient de Manning.....                            | 91  |
| 4.2.2                                  | Angle de frottement interne du sol .....               | 92  |
| 4.2.3                                  | Diamètre moyen du matériau de remblai .....            | 93  |
| 4.2.4                                  | Densité, poids volumique et indice de plasticité ..... | 94  |
| 4.2.5                                  | Teneur en eau du sol.....                              | 95  |
| 4.2.6                                  | Forme initiale de la brèche .....                      | 96  |
| 4.2.7                                  | Conclusion.....                                        | 97  |
| 4.3                                    | Sol hautement cohérent .....                           | 98  |
| 4.3.1                                  | Coefficient de Manning.....                            | 99  |
| 4.3.2                                  | Angle de frottement interne du sol .....               | 101 |
| 4.3.3                                  | Densité, poids volumique et indice de plasticité ..... | 102 |
| 4.3.4                                  | Teneur en eau du sol.....                              | 102 |

|                               |                                                               |     |
|-------------------------------|---------------------------------------------------------------|-----|
| 4.3.5                         | Diamètre moyen du matériau de remblai .....                   | 103 |
| 4.3.6                         | Forme initiale de la brèche .....                             | 104 |
| 4.3.7                         | Conclusion.....                                               | 105 |
| 4.4                           | Synthèse de l'analyse de sensibilité.....                     | 106 |
| 4.5                           | Influence des coefficients d'érosion .....                    | 110 |
| 4.6                           | Améliorations à apporter suite à l'étude de sensibilité ..... | 114 |
| CHAPITRE 5 : CONCLUSION ..... |                                                               | 115 |
| RÉFÉRENCES.....               |                                                               | 117 |

## **Liste des tableaux**

|                                                                                                     |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau 1. Données des essais de Norvège .....                                                      | 36  |
| Tableau 2. Géométrie et propriétés géotechniques - Oros .....                                       | 50  |
| Tableau 3. Géométrie et propriétés géotechniques - Banqjao .....                                    | 59  |
| Tableau 4. Géométrie et propriétés géotechniques - Teton .....                                      | 64  |
| Tableau 5. Géométrie et propriétés géotechniques – Pamouscachiou 1 .....                            | 77  |
| Tableau 6. Données utilisées .....                                                                  | 83  |
| Tableau 7. Corrélation entre le coefficient de Manning et le diamètre<br>moyen des particules ..... | 94  |
| Tableau 8. Résultats de l'étude de sensibilité .....                                                | 107 |
| Tableau 8 (Suite). Résultats de l'étude de sensibilité .....                                        | 108 |
| Tableau 9. Valeurs des coefficients d'érosion pour différents types de sol.....                     | 110 |

## **Liste des figures**

|                                                                                                                              |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 1. Organigramme – Séquence de calcul du programme .....                                                               | 17 |
| Figure 2. Variation de la contrainte critique en fonction de l'indice de<br>plasticité du sol [Chen et Anderson (1984)]..... | 22 |
| Figure 3. Mécanisme d'avancement de l'érosion du pied aval<br>[Hanson et al. (2000)].....                                    | 23 |
| Figure 4. Développement des fissures de tension avant la rupture<br>[Hanson (2005)] .....                                    | 27 |
| Figure 5. Le mécanisme de rupture selon un cercle de frottement.....                                                         | 30 |
| Figure 6. Abaque pour les nombres de stabilité [Michalowski (2002)].....                                                     | 31 |
| Figure 7. Abaques de stabilité de Michalowski (2002).....                                                                    | 33 |
| Figure 8. Barrage-type, construit lors des essais de Norvège .....                                                           | 35 |
| Figure 9. Courbe d'emménagement du réservoir – Essais de Norvège.....                                                        | 37 |
| Figure 10. Photo prise au moment de la rupture – Matériaux cohérents –<br>Test #1 .....                                      | 38 |
| Figure 11. Apport et débit évacué à travers la brèche – Test #1 .....                                                        | 39 |
| Figure 12. Variation du niveau d'eau – Test #1 .....                                                                         | 39 |
| Figure 13. Influence du coefficient de Manning sur le niveau d'eau .....                                                     | 41 |
| Figure 14. Variation de la forme de la brèche dans le temps avec une<br>cohésion de 25 kPa – Test #1 .....                   | 42 |
| Figure 15. Variation de la forme de la brèche dans le temps avec une<br>cohésion de 5 kPa – Test #1 .....                    | 43 |
| Figure 16. Photo prise au moment de la rupture – Matériaux non cohérents –<br>Test #2 .....                                  | 44 |
| Figure 17. Apport et débit évacué à travers la brèche – Test #2 .....                                                        | 44 |
| Figure 18. Variation du niveau d'eau – Test #2.....                                                                          | 45 |
| Figure 19. Apport et débit évacué à travers la brèche – Test #3 .....                                                        | 47 |

|                                                                                                                                                               |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 20. Variation du niveau d'eau – Test #3.....                                                                                                           | 47 |
| Figure 21. Courbe d'emmagasinement du réservoir Oros .....                                                                                                    | 51 |
| Figure 22. Résultats des simulations "à l'aveugle" - Oros.....                                                                                                | 52 |
| Figure 23. Test sur le phénomène de Headcut - Oros .....                                                                                                      | 54 |
| Figure 24. Test sur la valeur de la contrainte de cisaillement critique du sol -<br>Oros .....                                                                | 55 |
| Figure 25. Test sur l'influence des coefficients d'érosion - Oros.....                                                                                        | 56 |
| Figure 26. Courbe d'emmagasinement du réservoir Banqiao.....                                                                                                  | 60 |
| Figure 27. Résultats des simulations- Banqiao .....                                                                                                           | 61 |
| Figure 28. Courbe d'emmagasinement du réservoir de Teton.....                                                                                                 | 64 |
| Figure 29. Séquence de formation de brèche au barrage Teton .....                                                                                             | 66 |
| Figure 30. Résultat des simulations – Teton – Noyau de calcul #1 .....                                                                                        | 67 |
| Figure 31. Résultat des simulations – Teton – Noyau de calcul #2 .....                                                                                        | 69 |
| Figure 32. Résultat des simulations – Teton – Noyau de calcul #2 – Décalage ..                                                                                | 70 |
| Figure 33. Comparaison entre les hydrogrammes observé, calculé par<br>le modèle et calculé par laminage statique avec une forme simplifiée de<br>brèche ..... | 72 |
| Figure 34. Courbe d'emmagasinement du réservoir Pipmuacan .....                                                                                               | 74 |
| Figure 35. Barrage Pamouscachiou 1 .....                                                                                                                      | 74 |
| Figure 36. Brèche définie selon les règles de l'art – Barrage Pamouscachiou 1 ..                                                                              | 75 |
| Figure 37. Hydrogramme obtenu à partir de la brèche définie selon les<br>règles de l'art.....                                                                 | 76 |
| Figure 38. Résultats des simulations – Essai à l'aveugle – Pamouscachiou 1 .....                                                                              | 77 |
| Figure 39. Résultats des simulations – Manning = 0,02 – Pamouscachiou 1 .....                                                                                 | 78 |
| Figure 40. Profil longitudinal du roc au droit du barrage Pamouscachiou 1 .....                                                                               | 79 |
| Figure 41. Résultats des simulations – Largeur maximale = 150 m,<br>Manning = 0,02 et 0,04 – Pamouscachiou 1 .....                                            | 80 |
| Figure 42. Courbe d'emmagasinement .....                                                                                                                      | 83 |
| Figure 43. Tests sur l'influence du coefficient de Manning (n).....                                                                                           | 85 |

|                                                                                                   |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure 44. Tests sur l'influence du diamètre moyen des particules ( $d_{50}$ ) .....              | 86  |
| Figure 45. Tests sur l'influence de l'angle de frottement interne du<br>matériau (Phi) .....      | 87  |
| Figure 46. Test sur l'influence de la forme initiale de la brèche .....                           | 89  |
| Figure 47. Hydrogramme obtenu pour un sol peu cohérent .....                                      | 91  |
| Figure 48. Tests sur l'influence du coefficient de Manning (n) .....                              | 92  |
| Figure 49. Tests sur l'influence de l'angle de frottement interne du sol (Phi) .....              | 93  |
| Figure 50. Test sur l'influence de l'indice de plasticité du sol (IP) .....                       | 95  |
| Figure 51. Tests sur l'influence de la teneur en eau du sol ( $W_c$ ) .....                       | 96  |
| Figure 52. Test sur l'influence de la forme initiale de la brèche .....                           | 97  |
| Figure 53. Hydrogramme obtenu pour un sol peu cohérent .....                                      | 99  |
| Figure 54. Test sur l'influence du coefficient de Manning (n) .....                               | 100 |
| Figure 55. Tests sur l'influence de l'angle de frottement interne du sol (Phi) ....               | 101 |
| Figure 56. Tests sur l'influence de la teneur en eau du sol ( $W_c$ ) .....                       | 103 |
| Figure 57. Test sur l'influence de la forme initiale de la brèche .....                           | 105 |
| Figure 58. Variation du taux d'érosion pour différents types de sol .....                         | 111 |
| Figure 59. Comparaison de l'évolution du taux d'érosion pour les sols<br>cohérents .....          | 112 |
| Figure 60. Variation du taux d'érosion pour différents types de sol<br>[Chen et al. (1968)] ..... | 113 |

## **Introduction**

L'énergie hydroélectrique ne cesse de se démarquer en tant qu'énergie renouvelable et rentable, répondant ainsi aux besoins actuels de notre société. La plupart des pays qui ont l'opportunité topographique de recourir à une telle source d'énergie n'hésitent pas à continuer le développement de leur parc de barrages hydroélectriques.

Le type de barrage est dicté par la géologie du lieu et varie donc selon les endroits. Par exemple, les barrages construits dans les Alpes françaises et suisses, qui sont essentiellement situés dans des vallées étroites et escarpées, sont principalement de très hauts barrages voûtes, construits en béton. Les barrages canadiens sont souvent moins hauts et sont habituellement construits en terre et en enrochements, l'étanchéité étant assurée par la présence d'un noyau central. Dans ce type de barrage, la solidité de la structure est habituellement garantie tant que le niveau de l'eau dans le réservoir reste plus bas que la crête du barrage.

Plusieurs causes peuvent faire en sorte que l'eau dépasse le niveau de la crête: une mauvaise conception de l'évacuateur de crue, ou un dysfonctionnement de ce dernier au moment requis, ou encore une sous-estimation des phénomènes hydrologiques pouvant survenir, ce dont il faut se méfier particulièrement, compte tenu du réchauffement climatique et des conditions exceptionnelles que cela est susceptible d'entraîner. Autant de facteurs qui nécessitent de connaître avec précision le phénomène qui résulterait d'une rupture de barrage. Ralston (1987) répertoriait déjà plus de 57 000 barrages, rien qu'aux États Unis qui présentaient un potentiel de débordement.

Afin d'instaurer les mesures d'urgence pour protéger la population, il est requis d'anticiper avec le plus de précision possible l'évènement qui est susceptible de survenir en cas de rupture de barrage. Pour cela, il est nécessaire de connaître l'étendue de la zone maximale d'inondation dans la vallée en aval des ouvrages. Pour effectuer les calculs de propagation de l'onde dans la vallée, le processus doit être étudié à la source, donc en commençant par l'initiation de la brèche dans le barrage. De nombreux modèles ont été développés afin de prédire la propagation de l'onde de rupture, mais les modèles de formation de brèche sont plus rares. Les équations de Saint-Venant sont habituellement utilisées pour résoudre les calculs hydrauliques dans la vallée, mais le processus d'érosion qui régit une rupture de barrage répond encore à des lois empiriques.

Pourtant, selon des études réalisées à partir de cas réels, Wahl (1998) indique qu'en anticipant une rupture de barrage de 90 minutes, le taux de perte de vie sur la population à risque est de l'ordre de 0,02 % alors qu'il augmente à 50 % lorsque l'on est prévenu seulement 15 minutes avant que survienne l'évènement.

Selon les travaux de Von Thun et Gillette (1990), la brèche dans un barrage ne se forme pas nécessairement dès que l'eau déverse par-dessus la crête. Selon les propriétés du matériau de remblai, l'ouvrage peut tolérer plus ou moins longtemps un débordement par-dessus sa crête. Dépendamment du volume du réservoir, le fait que l'ouvrage résiste plus ou moins peut avoir des impacts majeurs quant à la valeur du débit maximum libéré à la brèche et du moment où il se produit.

Sur les barrages voûtes en béton, il est considéré, en France par exemple, que le mode de rupture est instantané et que l'ouvrage s'efface entièrement. Compte tenu de la nature de ce type d'ouvrage, cette façon de faire est justifiée. En effet, les ruptures qui ont été répertoriées sur ce type de barrage se sont produites par explosion, ou implosion, si bien que la rupture était quasi-instantanée. De plus, la

forme de la brèche était dictée par l'emplacement des joints de construction, et les parois latérales de la brèche étaient donc verticales. Compte tenu de la hauteur des ouvrages construits dans les vallées encaissées des Alpes françaises ou suisses, la brèche s'étend généralement d'une rive à l'autre.

Par contre, il est irréaliste de considérer une telle rupture sur un barrage en terre et en enrochement dans lequel l'abaissement et l'élargissement de la brèche s'effectuent graduellement dans le temps. Dans ces cas-ci, la rupture dépend de critères géotechniques de l'ouvrage, tant pour prédire la forme finale de la brèche que pour son temps de formation.

Le temps de formation de la brèche, de même que son développement sont des éléments cruciaux dans le but d'anticiper le phénomène et de permettre aux autorités compétentes de préparer un plan de secours adéquat.

Les modèles développés pour prédire le phénomène de rupture de barrage sont essentiellement empiriques ou numériques. Les modèles empiriques sont en général trop simplifiés pour être en mesure de décrire de manière précise un phénomène de rupture de barrage. Les modèles numériques sont beaucoup plus précis en ce qui concerne l'hydraulique, puisqu'ils permettent la résolution des équations de Saint-Venant dans l'axe du barrage, mais demandent une puissance informatique très importante et présentent un temps de calcul beaucoup plus long. De plus, même dans ce type de modèle, le processus d'érosion est assuré par une formule empirique. Il est également requis de s'interroger sur la pertinence de décrire si précisément le volet hydraulique, comparativement aux approximations qui concernent les données géotechniques.

L'objectif de ce projet de recherche est donc de développer un modèle paramétrique qui se situe entre les modèles empiriques généralement trop simples et les modèles

numériques beaucoup plus complexes. Le modèle doit tenter de reproduire au mieux l'ensemble des processus physiques qui régissent le phénomène de formation de brèche dans une digue en remblai, tout en ayant la contrainte de demeurer simple.

Le mémoire dresse un portrait des connaissances dans le domaine de formation de brèche en premier lieu, afin de situer le projet dans le contexte. La description du modèle est ensuite effectuée, ainsi que son fonctionnement et les équations qui sont utilisées. La troisième partie présente les résultats des simulations qui ont été effectuées afin de tester le modèle AMBRE. Plusieurs cas sont traités :

- Les essais expérimentaux effectués en Norvège dans le cadre du projet IMPACT. Ils ont l'avantage d'être très bien documentés puisqu'ils ont été réalisés spécifiquement pour une fin d'analyse de comportement lors d'une rupture de barrage;
- Les ruptures historiques qui se sont produites au Brésil (Barrage Oros), en Chine (barrage Banqiao) et aux Etats-Unis (Teton).

Le modèle AMBRE est également utilisé à titre prédictif pour évaluer en quelle mesure il pourrait être utilisé dans la pratique.

La dernière partie porte sur une étude de sensibilité qui a été effectuée de sorte à valider la robustesse du modèle et d'en saisir les paramètres les plus sensibles. L'étude a porté sur plusieurs types de sols (non cohérents, peu cohérents et cohérents).

## **Chapitre 1 : Revue bibliographique**

De nombreux chercheurs travaillent dans le monde entier dans le but de comprendre et d'anticiper les ruptures de barrage afin de protéger au mieux le milieu naturel et humain dans les vallées en aval. Le phénomène de rupture de barrage est complexe car il fait appel à de nombreux domaines, tant techniques que humains. Il s'agit notamment des mécanismes de propagation de l'onde de rupture dans la vallée en aval, de la formation de la brèche, de la gestion du risque, mais aussi de la mise en oeuvre des mesures d'urgences. Tous ces éléments se combinent et sont interdépendants. Cependant, ils font généralement appel à des champs de compétences spécifiques et chacun des volets est habituellement traité séparément.

Dans le présent document, l'attention est surtout portée au développement d'un modèle de formation de brèche. Les modèles qui existent pour simuler le phénomène de formation de brèche par submersion se distinguent les uns des autres de part leur façon de modéliser les phénomènes géotechniques et hydrauliques entrant dans le processus de formation de brèche et d'estimer le débit évacué. Ils peuvent être classifiés en quatre catégories:

- Les modèles empiriques sont habituellement basés sur une analyse des données historiques à partir d'inventaires de ruptures de barrage réelles ou simulées en laboratoire;
- Les modèles numériques consistent en la formulation mathématique d'un processus physique. Ils tentent de prendre en considération l'ensemble des phénomènes physiques régissant la formation et la progression de la brèche;
- Les modèles analytiques permettent de modéliser le phénomène de formation de brèche à partir de données physiques. Les équations qui sont

utilisées dans ce type de modèle, ainsi que les données hydrauliques et géotechniques sont très simplifiées.

- Les modèles paramétriques utilisent des relations habituellement très simplifiées entre la géométrie de la brèche et les données hydrauliques et géotechniques. Ils se distinguent des modèles analytiques et numériques par les relations qu'ils utilisent pour définir la géométrie de la brèche et le processus d'érosion dont la définition est plus complexe et se basent sur des relations comportant des constantes (souvent définies empiriquement). Ils sont rapides en temps de calcul et généralement simples d'utilisation.

Afin d'illustrer ou de compléter les études, plusieurs essais de rupture de barrage ont été effectués en laboratoire dans le but de mieux comprendre les phénomènes tant hydrauliques que géotechniques impliqués dans le processus de formation de brèche (Projets européens CADAM et IMPACT).

## **1.1 Estimation du débit maximal: les modèles empiriques**

Les modèles empiriques sont basés sur une analyse des données historiques à partir d'inventaires de ruptures de barrage qui ont eu lieu et à partir d'expériences en laboratoire. Généralement, ces modèles consistent à établir une relation empirique regroupant plusieurs résultats par une courbe de tendance afin de définir le débit maximal pouvant être libéré à travers la brèche d'un barrage.

Plusieurs auteurs se sont basés sur une analyse de données à partir de ruptures de barrage observées pour établir une estimation du débit de pointe pouvant être libéré à travers une brèche, selon la géométrie du barrage et les caractéristiques du réservoir [Fread (1981), Hagen (1982), Costa (1985)].

MacDonald et Langridge-Monopolis (1984) ont répertorié un historique des ruptures de barrage sur plusieurs années. À partir de l'observation des données, ils ont trouvé une corrélation entre le volume évacué du réservoir et la différence en élévation entre le niveau initial de l'eau et le fond de la brèche ( $V_w * h$ ), en fonction du volume du matériel érodé de la brèche. Ce paramètre, nommé facteur de formation de brèche (Breach Formation Factor) s'est avéré être très approprié pour prédire le volume de la brèche. À partir de ces analyses, ils ont pu produire des graphiques permettant de :

- prédire le volume de matériau érodé en fonction du facteur de formation de brèche;
- prédire le temps de formation de la brèche en fonction du volume de matériaux érodés;
- prédire le débit maximal évacué en fonction du facteur de formation de brèche.

Une conclusion intéressante de l'étude est que la forme finale de la brèche présente une forme trapézoïdale et que les pentes des joues de la brèche étaient de 2V:1H dans presque tous les cas.

Evans (1986) a répertorié environ 50 cas de ruptures de barrage. Par régression, il a ainsi établi une corrélation entre le débit de pointe et la capacité d'emmagasinement du réservoir, valide dans un intervalle de confiance de 95 %:

$$Q_{\max} = 0,72 V_{\max}^{0,53} \quad (1.1)$$

où  $V_{\max}$  est le volume du réservoir au moment de la rupture.

Le même type d'analyse statistique a été effectué par Molinaro et Maione (1991) à partir de ruptures de barrage réelles. Ils ont abouti à l'équation suivante:

$$Q_{\max} = 0,116(V/H^3)^{0,221} g^{0,5} H^{2,5} \quad (1.2)$$

où

- V est le volume du réservoir;
- H la hauteur du barrage en unités SI.

De la même façon, Froelich (1995) a établi une corrélation qui permet de calculer le débit de pointe en fonction de la hauteur d'eau depuis le fond du barrage, à partir de ruptures de barrage observées.

Des essais en laboratoire ont été menés afin d'établir une corrélation pour calculer le débit de pointe et connaître plus précisément le profil lors d'une rupture de barrage en terre par débordement [Chinnarasri (2004)]. Le même type d'étude a aussi été menée par Taher-Shamsi et Ponce (2004).

Ce type d'outil fournit essentiellement un ordre de grandeur du débit de pointe libéré à la brèche et peut être intéressant dans le cas d'une analyse rapide à l'aval immédiat des ouvrages. Plusieurs limites se posent face aux modèles de ce type, car ils ne fournissent aucun renseignement sur la forme de la brèche, ni sur la variation du débit dans le temps, dont la donnée est primordiale pour définir le profil de la surface libre dans la vallée en aval en tenant compte du laminage.

## 1.2 Formation progressive de la brèche

Dans la plupart des cas d'application, les études de ruptures de barrage ne peuvent être réalisées en régime permanent à la valeur du débit maximal libéré à la brèche, compte tenu du fort pouvoir de laminage exercé par la vallée en aval. Il est nécessaire de connaître l'hydrogamme de rupture au complet. Ainsi, plusieurs

modèles ont été développés afin de prédire le phénomène de formation de brèche et l'hydrogramme libéré à travers cette brèche.

Les premiers modèles de développement de la brèche voient le jour dans les années 1960. Le modèle développé par Cristofano (1965) permet de simuler le processus d'érosion graduelle dans une brèche. Bien qu'il pose certaines hypothèses quant à la forme de la brèche, sa méthode tient compte de paramètres géotechniques. La largeur du fond de la brèche est constante, les pentes des parois latérales de la brèche sont égales à l'angle de repos du matériau constituant le barrage et le fond du canal est égal à l'angle de frottement interne du matériau du lit. La formule de Cristofano utilise une constante empirique. Certaines études ultérieures ont démontré que la méthode de Cristofano (1965) surestimait largement le taux d'érosion pour certains sols homogènes.

Harris et Wagner (1967) ont appliqué l'équation de transport de sédiment développée par Schoklitsch (1962). Ils ont présumé que l'érosion débute dès que le débordement se produit, en supposant que la brèche présente une forme parabolique.

Fread (1973) a développé un modèle simplifié dans lequel la forme de la brèche est donnée à priori, la largeur du fond étant généralement égale à la hauteur du barrage et le temps d'évolution est fixé par l'utilisateur.

Brown et Rogers (1977) ont développé un modèle, utilisant une équation stochastique pour le transport des sédiments en suspension. Ces études ont fait ressortir la nécessité de considérer l'érosion latérale dans les simulations.

Ponce et Tsivoglou (1981) ont développé un modèle plus complexe qui traite différentes composantes dans le calcul d'une rupture de barrage. Le transport des

sédiments est traité par l'équation de Meyer-Peter et Müller (1948) et l'équation de continuité des sédiments (équation d'Exner). Le modèle permet de résoudre les équations en régime transitoire de Saint-Venant dans la vallée en aval de l'ouvrage par un schéma implicite de Preissmann. Le programme permet de faire varier la forme de la brèche en largeur et en profondeur selon des équations empiriques. Les auteurs ont appliqué leur modèle à un cas réel de rupture de barrage sur la rivière Mantaro au Pérou et ont obtenu des résultats satisfaisants.

Le modèle DAMBRK, développé par Fread (1977, 1984) pour le National Weather Service traite différentes étapes dans le calcul d'une rupture de barrage : définition de la brèche, calcul de l'hydrogramme résultant à travers la brèche et calcul dynamique de propagation de l'onde de crue. Dans ce modèle, le phénomène de modélisation de la brèche est très simplifié puisque le volet géotechnique n'est pas considéré. La brèche se développe en profondeur et en largeur uniformément jusqu'à ce qu'elle atteigne les fondations indiquées par l'utilisateur.

Quatre ans plus tard, Fread (1988) a développé une approche dans laquelle le taux d'érosion s'effectue proportionnellement à la contrainte moyenne de cisaillement sur la surface de la brèche (BREACH). Ce modèle est nettement plus axé sur les phénomènes géotechniques qui s'opèrent durant la rupture du barrage. Il permet de simuler la rupture d'un barrage en terre, qu'il soit homogène ou composé d'un noyau central. Le transport des sédiments est assuré par la formule de Meyer-Peter et Müller (1948).

Singh et Scarlatos (1985) ont développé le modèle BEED (Breach Erosion of Embankment Dams) qui simule l'évolution de la brèche et le transport des sédiments en aval. L'érosion et le transport des sédiments sont assurés par les équations de Einstein-Brown (1950) et Bagnold (1966).

Singh et Scarlatos (1988) et Singh et Quiroga (1988) ont développé des équations d'érosion analytiques adimensionnelles afin de résoudre l'équation suivante :

$$dz/dt = -E_f U^n \quad (1.3)$$

où

- $z$  est le fond de la brèche;
- $U$  est la vitesse moyenne de l'écoulement à travers la brèche;
- $n$  est un coefficient, fixé généralement à 2;
- $E_f$  un coefficient d'érosion dépendant des caractéristiques géotechniques du sol (granulométrie, degré de compaction, teneur en eau et indice de plasticité...).

La forme de la brèche est définie à priori et le calcul du débit évacué se fait au moyen de la formule d'un déversoir à paroi épaisse:

$$Q = C_d L H^{3/2} \quad (1.4)$$

Ce modèle analytique tient compte du processus d'érosion pour définir le développement de la brèche selon l'équation suivante:

Giuseppetti et Molinaro (1989) proposent de traiter la brèche comme un seuil déversant. L'évolution de la brèche est traitée par une méthode de conservation des sédiments arrachés au barrage.

Broïch (1995) a développé plusieurs modèles:

- DEICH\_A: modèle analytique unidimensionnel;
- DEICH\_N2: modèle numérique bidimensionnel.

Dans le modèle analytique, le calcul du débit sortant est assuré par l'équation d'un seuil à paroi épaisse (équation 1.4). Le frottement est pris en compte par l'équation de Chézy, la forme de la brèche est supposée rectangulaire et la largeur est

directement proportionnelle à la hauteur calculée à partir de l'équation (1.3). Le transport des sédiments est assuré par l'équation de Meyer-Peter et Müller (1948). Selon l'auteur, les tests effectués à partir d'expériences ont été concluants.

Tingsanchali et Chinnarasri (2001) ont développé un modèle numérique à une dimension pour modéliser une rupture par débordement. Le schéma explicite de Mac Cormack est utilisé pour résoudre les équations de continuité et de conservation de la quantité de mouvement pour un écoulement transitoire sur un lit de forte pente.

Le modèle de développement de brèche dans un barrage en enrochement du Cemagref [Paquier (2004)] a été validé à partir des essais effectués dans le cadre du projet IMPACT. Le modèle simplifie le processus d'érosion en présupposant une forme de brèche rectangulaire qui s'élargit proportionnellement à un taux d'érosion défini par la formule de Meyer-Peter et Müller (1948). Il s'agit d'un modèle paramétrique qui utilise des équations empiriques établies sur la base de différentes études menées en laboratoire.

Le modèle Firebird, développé à l'École Polytechnique de Montréal [Wang et Kahawita (2002)] a été conçu pour modéliser la formation d'une brèche dans un barrage en terre suite à un déversement sur la crête. L'hydraulique de l'écoulement est assurée par les équations de Saint-Venant et le transport des sédiments est traité par les équations d'Exner. Les essais de Norvège ainsi que la rupture du barrage Grand Teton aux Etats-Unis sont utilisés pour tester le programme.

Le modèle EROBAR, développé à l'École Polytechnique de Montréal a fait ses preuves sur de nombreux essais en laboratoire [Zerrouk (2004)]. Il couple deux phénomènes :

- l'hydraulique de l'écoulement, de l'érosion verticale et longitudinale du profil du barrage ;
- l'élargissement de la brèche en se basant sur l'instabilité des joues de la brèche.

Froelich (2002) a développé un modèle numérique qui traite la rupture dans un barrage en terre en deux dimensions, par une technique de volumes finis avec la solution de Riemann. Compte tenu de la robustesse de ce type de schéma, les résultats sont stables et intéressants. Ce modèle a été testé à partir des essais réalisés dans le cadre du projet IMPACT et les résultats sont concluants.

Outre les processus d'élargissement et d'abaissement du fond de la brèche, le phénomène d'érosion du pied aval du barrage, appelé aussi le Headcut joue un rôle important dans une rupture de barrage. Les travaux de Hanson et Cook (2004) présentent une équation simplifiée permettant d'évaluer le taux de progression du Headcut, basée sur différents essais en laboratoire. À partir de ses nombreux travaux sur les ruptures par débordement, Hanson développe le modèle SIMBA [Hanson et al. (2005), Temple et al. (2005)]. Ce modèle représente des processus physiques, tels que l'abaissement de la crête, l'avancement du Headcut et l'élargissement de la brèche. Chaque composante est modélisée en utilisant des relations empiriques déterminées à partir de tests en laboratoire.

### **1.3 Études expérimentales**

Plusieurs initiatives ont été entreprises par la Commission Européenne dans le but de regrouper les connaissances de différents pays européens dans le domaine des ruptures de barrage. Le projet CADAM (Concerted Action on Dam Break Modeling), fondé en 1998, est suivi par le projet européen IMPACT (2002-2004).

Parmi les différents domaines de travail du projet figure le volet de formation de brèche.

En Norvège, plusieurs essais de ruptures de barrages de taille réelle ont été effectués. Au total, cinq tests ont eu lieu, entre les années 2002 et 2004. Les deux premiers tests portent sur des barrages en enrochements de type homogène, l'un étant composé de matériaux hautement cohérents et l'autre est constitué de matériaux granulaires non cohérents. Le troisième test, effectué en 2003, consistait en une digue en enrochements composée d'un noyau central de moraine. Les quatrième et cinquième tests avaient pour but de mieux expliquer les mécanismes menant à la rupture initiée par effet de renard, dans un barrage composé avec noyau en moraine, et dans un barrage homogène en moraine.

Plusieurs équipes de chercheurs ayant développé des modèles de formation de brèche ont été invitées à tester leurs modèles à partir des essais. Chacun a fourni des résultats bruts ("blind tests") puis des résultats éclairés ("aware tests"). Ainsi, les performances des modèles DEICH, SOBEK, HR BREACH, NWS BREACH, Firebird, ainsi que le modèle développé par le Cemagreph ont été évaluées.

## **1.4 Synthèse de l'état des connaissances**

Depuis que les études sur le processus de formation de brèche ont débutées, ce qui remonte à plus de quarante ans, les connaissances dans le domaine ont beaucoup évoluées. Les nombreux essais qui ont été effectuées en laboratoire et sur des ouvrages en grandeur nature, ont permis de comprendre en profondeur le comportement d'une rupture de barrage et l'ensemble des processus physiques qui régissent une rupture de barrage. De nombreux modèles ont été développés pour prédire le phénomène de formation de brèche. Par contre, le phénomène d'érosion

repose toujours sur des équations empiriques, même dans les modèles numériques les plus complexes.

## **Chapitre 2 : Description du modèle AMBRE**

### **2.1 Généralités**

Le modèle AMBRE , développé dans le cadre de ce projet, a pour objectif de traiter de façon simplifiée le phénomène de formation de brèche dans un barrage en terre et en enrochements. Le processus est défini de façon paramétrique et tente de reproduire au mieux la réalité et de donner l'hydrogramme résultant d'une rupture de barrage. Le fait de modéliser de manière paramétrique le phénomène de formation de brèche en résolvant un ensemble d'équation à chaque pas de temps permet de réduire les temps de calcul au minimum, ce qui représente un avantage important comparativement aux modèles qui résolvent les équations différentielles de quantité de mouvement et de conservation des sédiments.

Une rupture par déversement suit en général la séquence suivante :

- Débordement de l'eau sur la face aval du barrage qui initie la formation d'érosion du pied aval (headcut);
- Formation d'un chenal érodé dont le fond s'abaisse et s'élargit ;
- Quand la profondeur augmente, les parois latérales de la brèche deviennent instables et se rompent suivant un angle de glissement ;
- Le headcut avance vers l'amont jusqu'à ce qu'il rejoigne la partie érodée de la brèche, ce qui entraîne une soudaine augmentation de débit ;
- Le fond de la brèche descend et s'élargit alors rapidement.
- Le processus continue jusqu'aux fondations du barrage. La brèche s'élargit jusqu'à ce que le réservoir soit vidé.

L'organigramme suivant présente la séquence d'opération qui est effectuée par le programme.

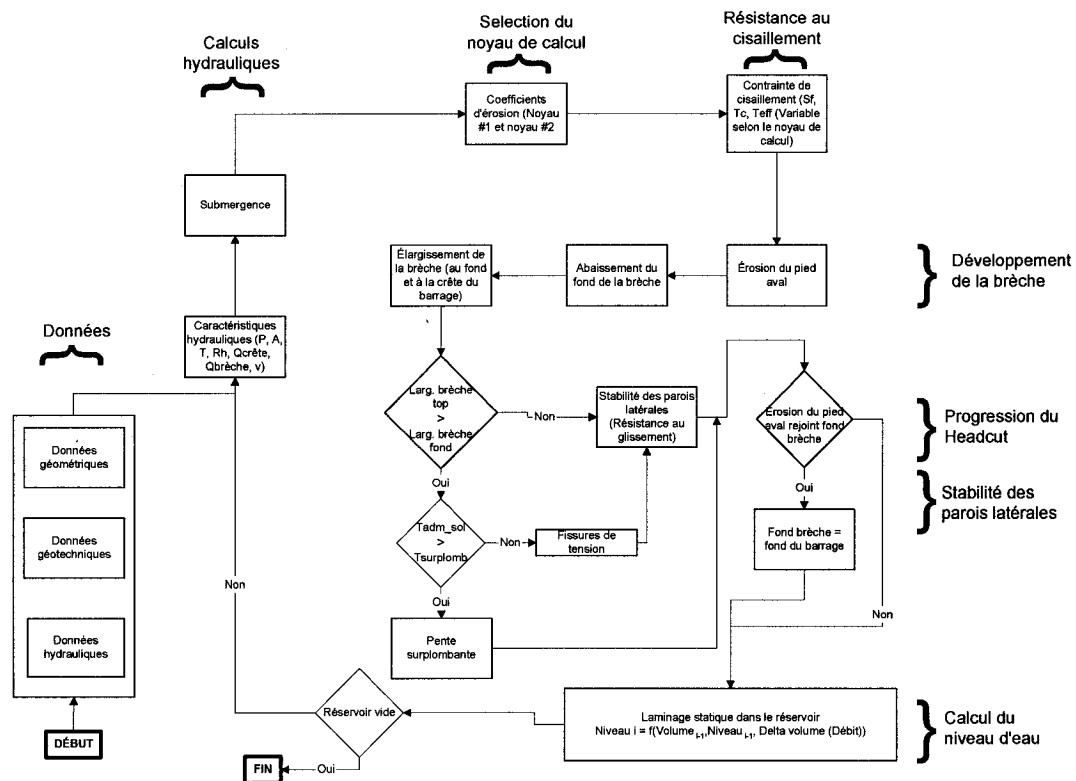


Figure 1. Organigramme – Séquence de calcul du programme

## 2.2 Description du noyau de calcul du programme

Le modèle utilise la courbe d'emmagasinement du réservoir pour calculer à chaque pas de temps le nouveau niveau d'eau obtenu en fonction des apports dans le réservoir et du débit évacué. Le laminage est défini selon la méthode du bilan hydrique, suivant l'équation:

$$\frac{\Delta Vol}{\Delta t} = Q_{out} - Q_{in} \quad (2.1)$$

Le débit évacué ( $Q_{out}$ ) permet de tenir compte de la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crue en plus du débit déversé au-dessus de la crête du barrage lorsqu'il y a débordement par une ou plusieurs brèches. Lorsque le niveau de l'eau dépasse le niveau de la crête, le processus de formation de brèche s'initie.

### 2.2.1 Hydraulique

#### 2.2.1.1 Débit déversé au-dessus de la crête du barrage

Le débit déversé au-dessus de la crête du barrage est calculé avec la formule de déversoir à seuil épais en une section critique:

$$Q = C_d L_{fond} H^{3/2} \quad (2.2)$$

où:

- $C_d$  est le coefficient de débit, fixé à 1,7;
- $L_{fond}$  est la largeur du fond de la brèche;
- $H$  est la charge hydraulique au-dessus du fond de la brèche.

### 2.2.1.2 Débit évacué à travers la brèche

Le débit évacué par la brèche est calculé en une section critique par la formule de déversoir à seuil épais, en supposant une forme de brèche trapézoïdale:

$$Q = 1,7L_{fond}H^{3/2} + 1,2L_{Cotés}H^{3/2} \quad (2.3)$$

où  $L_{Cotés}$  est la longueur des parois latérales.

### 2.2.1.3 Calcul de la submergence

Le débit réel évacué tient compte de la submergence selon l'équation suivante:

$$Q_{eff} = C_b(1 - S_b)Q \quad (2.4)$$

où:

- $C_b = 0,6$ ;
- $Q$  est le débit théorique évacué à travers la brèche et/ou par-dessus la crête du barrage;
- $S_b$  est le coefficient de submergence, fonction de la courbe de tarage en aval du barrage. Il est défini à partir du coefficient  $R$ :

$$R = \frac{H_{tarage} - Z_{br}}{Z - Z_{br}} \quad (2.5)$$

où:

- $H_{tarage}$  est le niveau d'eau en aval du barrage défini suivant la courbe de tarage du pied aval;
- $Z_{br}$  est la cote du fond de la brèche;
- $Z$  est le niveau de l'eau.

La submergence se calcule ainsi:

- Si  $R > 1$ , le niveau d'eau en aval est identique au niveau d'eau dans le réservoir et  $S_b = 1$ ;
- Si  $R < 0,67$ , seuil à partir duquel commence la submergence, alors  $S_b = 0$ ;
- Si  $0,67 < R < 1$ , alors  $S_b = \left( \frac{R - 0,67}{1 - 0,67} \right)^3$  (2.6)

### 2.2.2 Processus d'érosion

Deux noyaux de calculs ont été insérés au programme. Ils permettent de considérer des équations différentes pour traiter le phénomène d'érosion.

#### 2.2.2.1 Noyau de calcul #1

Le taux d'arrachement est défini par unité de surface selon la formule proposée par Smerdon et Beasley (1959):

$$q_s = k(\tau - \tau_c)^a, \quad (2.7)$$

où

- $q_s$  est le taux d'arrachement des particules par unité de surface;
- $\tau$  est la contrainte effective appliquée sur le sol;
- $\tau_c$  est la contrainte de cisaillement critique du sol;
- $k$  et  $a$  sont des coefficients d'érosion variant selon les propriétés du sol:
  - Sol hautement cohérent ( $PI \geq 10$ ), ( $PI$  est l'indice de plasticité du sol) :
    - $k=0,000086$ ;  $a=0,91$  [Chen et Anderson (1986)];
  - Sol peu cohérent ( $1 \leq PI \leq 5$ ) :
    - $k = 0,00022$ ,  $a=0,43$  [Chen et Anderson (1986)];
  - Sol non cohérent :
    - $k=0,00324$ ,  $a=1,30$  [Mc Whorter et al. (1968)].

Ces coefficients empiriques ont été obtenus à la suite d'analyses régressives faites sur des d'essais en laboratoire menés par les auteurs.

La contrainte de cisaillement effective appliquée sur le sol est calculée en fonction de la pente hydraulique  $S_f$  et de la charge d'eau  $H$  selon l'équation de Manning :

$$\tau = \gamma H S_f, \quad (2.8)$$

où

- $\gamma$  est le poids spécifique de l'eau;
- $S_f = \frac{n^2 v^2}{R_h^{4/3}}$ . (2.9)
- par défaut, le coefficient de Manning, utilisé dans le calcul de  $S_f$ , est calculé en fonction du diamètre moyen des particules constituant le

$$\text{barrage : } n = \frac{d_{50}^{1/6}}{21} \quad [\text{Paquier (2004)}] \quad (2.10)$$

où  $d_{50}$  est le diamètre moyen des particules constituant le remblai.

Cette représentation de la contrainte permet de connaître la répartition de la contrainte en fonction de la profondeur, puisqu'elle s'exprime en fonction de la charge  $H$  et non selon le rayon hydraulique. L'intérêt d'une telle représentation sera discuté au chapitre 2.2.3 portant sur la stabilité des parois latérales de la brèche.

La contrainte de cisaillement critique se calcule ainsi :

- Pour les sols non-cohérents [Gessler (1971)] :

$$\tau_c = 0.05 (\gamma_s - \gamma) d_{50} \quad (2.11)$$

où

- $\gamma_s$  est le poids spécifique du sol

- Pour les sols cohérents bien compactés [Mc Whorter et al. (1968)] :

$$\tau_c = 0.019(PI)^{0.58} \quad (2.12)$$

- Pour les sols cohérents peu compactés [Smerdon et al. (1959)] :

$$\tau_c = 0.034(PI)^{0.85} \quad (2.13)$$

Dans ces deux dernières équations, la contrainte  $\tau_c$  est alors exprimée en lb/pi<sup>2</sup> et il convient de la multiplier par 47,88 pour l'avoir en Pa. La figure ci-dessous présente la variation de la contrainte  $\tau_c$  en fonction de l'indice de plasticité du sol:

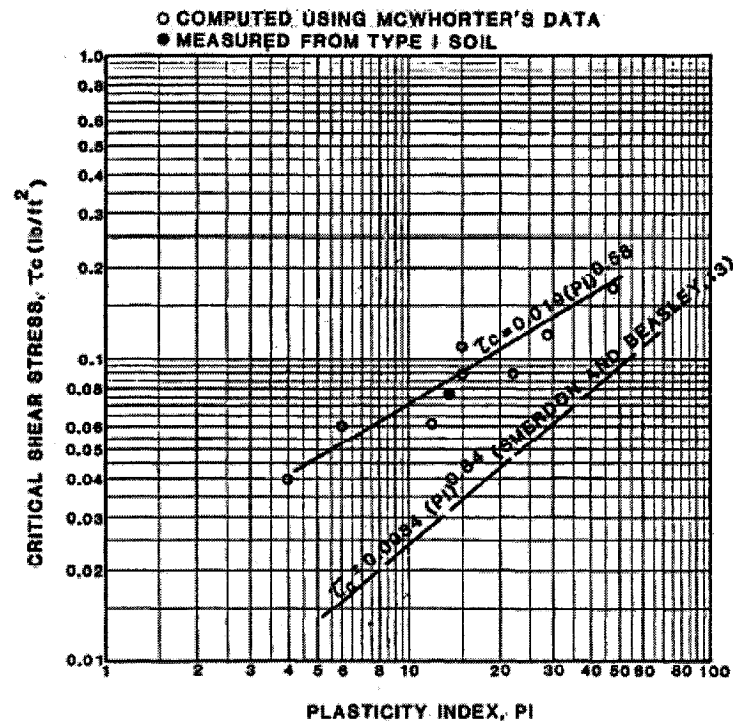


Figure 2. Variation de la contrainte critique en fonction de l'indice de plasticité du sol [Chen et Anderson (1984)]

Le taux d'approfondissement de la brèche est défini à partir de l'équation du taux d'arrachement des particules (équation 2.7) par :

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = k(\tau - \tau_c)^a \quad (2.14)$$

De façon similaire, le taux d'élargissement de la brèche est défini par :

$$\frac{\partial W}{\partial t} = 2k(\tau_s - \tau_c)^a \quad (2.15)$$

où  $\tau_s$  est la contrainte effective sur les parois latérales de la brèche qui est égale à 70 % de la contrainte appliquée sur le sol ( $\tau$ ).

Dès que l'eau déverse au-dessus de la crête du barrage, le pied aval commence à s'éroder. L'érosion progresse vers l'amont en faisant des paliers. La figure suivante [Hanson (2000)] illustre le phénomène:

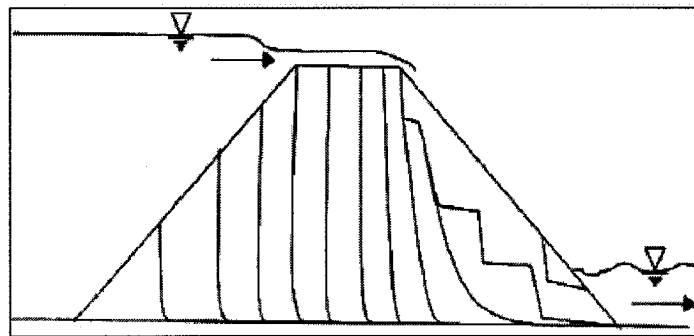


Figure 3. Mécanisme d'avancement de l'érosion du pied aval [Hanson et al. (2000)]

Les travaux récents de Hanson (2004a) sur le phénomène d'érosion du pied aval ont abouti à des équations permettant de définir la progression de l'érosion du pied aval du barrage :

$$\frac{\partial X}{\partial t} = C(qH)^{1/3} \quad (2.16)$$

où

- $q$  est le débit unitaire;
- $H$  est la charge d'eau au-dessus du pied aval;
- $C$  est un coefficient défini selon la teneur en eau du sol ( $W_c$  en %) :

$$C = 3000(W_c \%)^{-6,5} . \quad (2.17)$$

Lorsque l'érosion du pied aval se situe au niveau du fond de la brèche, il est supposé que la brèche rejoint instantanément le fond du barrage.

#### 2.2.2.2 Noyau de calcul #2

Le programme offre aussi la possibilité d'utiliser une autre équation d'érosion. Il permet ainsi de considérer les équations utilisées par G. Hanson (2004b) dans le modèle SIMBA qu'il a développé:

$$q_s = k_d(\tau - \tau_c) , \quad (2.18)$$

où

- $\tau$  est la contrainte effective appliquée sur le sol;
- $\tau_c$  est la contrainte de cisaillement critique du sol;
- $k_d$  est un coefficient d'érosion variant selon les propriétés du sol.

Cette équation est similaire à celle développée par Smerdon et Beasley (1959) mais avec des coefficients d'érosion différents ( $a = 1$  pour tous les types de sol).

Selon Britton et Hanson (2004), la contrainte effective appliquée sur les parois latérales de la brèche s'exprime par:

$$\tau_s = 0,7 \gamma g (d_c^{1/3} n)^2 \quad (2.19)$$

où

- $d_c$  est la hauteur critique, qui est estimée à 2/3 de la charge d'eau au-dessus du fond de la brèche;
- $n$  est le coefficient de Manning.

À partir de ces équations, les taux d'élargissement et d'abaissement du fond de la brèche sont similaires à la procédure de calcul #1 mais la contrainte effective et des valeurs de coefficients différentes sont utilisées ( $a=1$  et  $0,007 < k_d < 0,029 \text{ m}^3/\text{N-h}$ ).

Ainsi, le taux d'élargissement de la section se calcule par:

$$\frac{\partial W}{\partial t} = 2k_d(\tau_s - \tau_c) \quad (2.20)$$

Le taux d'abaissement du fond de la brèche est:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = k_d(\tau - \tau_c) \quad (2.21)$$

où  $k_d$  est le coefficient d'érosion, exprimé en  $\text{m}^3/\text{N-h}$ .

Les auteurs ont effectué des tests sur le coefficient d'érosion  $k_d$  et ont abouti à des valeurs comprises entre 0,07 et 0,022  $\text{m}^3/\text{N-h}$  pour leurs deux essais. Hanson et al. (2003) ont obtenu un éventail de valeurs de  $k_d$  pour différents types de sols, compris entre 0,007 et 0,029  $\text{m}^3/\text{N-h}$  selon le sol.

Les équations de formation d'érosion au pied aval du barrage sont celles utilisées dans la procédure de calcul #1.

AMBRE permet aussi de considérer un barrage composé d'un noyau. Lorsque le niveau du fond de la brèche atteint le haut du noyau, les propriétés utilisées dans les calculs sont celles du noyau.

### **2.2.3 Calcul de l'angle des parois latérales de la brèche**

Les équations d'érosion utilisées par AMBRE sont basées sur le taux d'arrachement des particules selon l'équation 2.7. Cette équation repose essentiellement sur un calcul de contrainte, dans lequel la contrainte effective est calculée par l'équation 2.8.

Dans cette équation, à un instant donné, la pente de la ligne d'énergie est identique en tout point de la section puisqu'elle est fonction de la vitesse moyenne, du coefficient de Manning et du rayon hydraulique à cette section. Par contre, une telle représentation de la contrainte permet d'avoir une variation linéaire de la contrainte en fonction de la profondeur. Ceci permet de reproduire un phénomène qui s'observe souvent en laboratoire ou dans certaines ruptures de barrage réelles, à savoir, des parois latérales de brèche surplombantes.

La contrainte au fond du barrage est donc plus élevée que la contrainte à la surface libre. Accessoirement, la contrainte au miroir est même nulle puisque la hauteur d'eau est nulle. La contrainte la plus élevée se situe au fond de la brèche, lorsque la charge d'eau est maximale. Ceci permet donc de représenter un phénomène souvent observé en laboratoire ou lors de ruptures réelles, à savoir que les pentes des parois latérales de la brèche peuvent se retrouver momentanément être surplombantes.

Ce phénomène ne peut se produire que lorsque la contrainte admissible en traction du sol dépasse la contrainte due au poids du matériau en surplomb. La figure 4, dont la photo provient de Hanson (2005), illustre le phénomène:

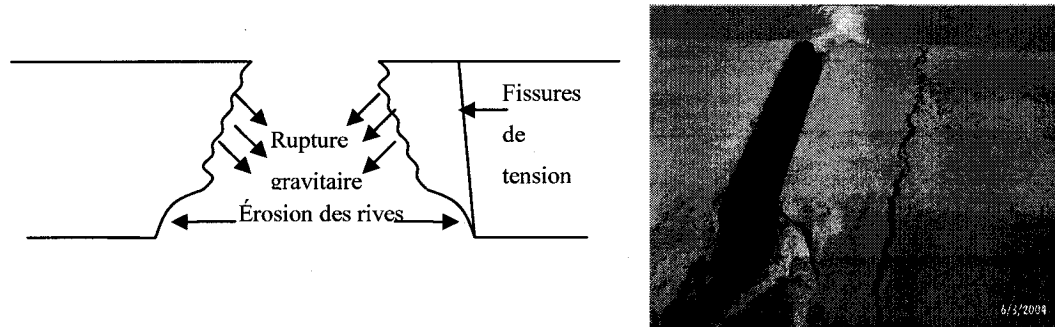


Figure 4. Développement des fissures de tension avant la rupture [Hanson (2005)]

À chaque pas de temps, le programme calcule la contrainte due au poids du matériau en surplomb. Cette dernière se calcule par:

$$\tau_w = \frac{My}{I} \quad (2.22)$$

où

- M est le moment qui correspond au produit du poids du matériau en surplomb et du bras de levier;
- y est la distance du plan neutre qui se trouve à  $h/3$  où h est la hauteur de la brèche;
- I est le moment d'inertie qui se calcule par:

$$\frac{I = bh^3}{12}, \quad (2.23)$$

b étant la longueur de développement du surplomb et h la hauteur de la brèche.

Le programme compare cette contrainte à la contrainte maximale admissible en traction du sol:

$$\tau_{adm} = \sigma_v K_{ra} - 2c\sqrt{K_{ra}} \quad (2.24)$$

$$\text{avec } K_{ra} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$\tau_{adm} = -2c\sqrt{K_{ra}} \quad \text{pour } \sigma_v = 0$$

où

- $\tau_{adm}$  est la contrainte admissible en traction du sol (N/m<sup>2</sup>);
- $c$  est la cohésion du sol (N/m<sup>2</sup>);
- $\phi$  est l'angle de frottement interne du sol;
- $\sigma_v$  est la contrainte verticale appliquée sur le sol;
- $K_{ra}$  est le coefficient de poussée de Rankine.

Ces équations illustrent que ce type de formation ne peut s'observer que dans les sols cohérents puisque dans les sols non cohérents, la contrainte admissible en traction du sol est nulle, ce qui empêche la formation de surplomb, sauf lorsque le sol est partiellement saturé.

Lorsque la contrainte au sommet due au poids du matériau dépasse la contrainte maximale admissible en traction du sol, des fissures de tension sont induites. Il est alors supposé que les parois latérales de la brèche deviennent verticales.

Dans le même pas de temps, l'angle d'inclinaison du plan de glissement est calculé selon les abaques de Michalowski (2002). L'angle de glissement représente l'angle d'inclinaison de la surface de rupture par effet de glissement. Il est fonction des propriétés géotechniques du sol : la cohésion, l'angle de frottement interne, le poids volumique, la hauteur de la brèche ainsi que du

coefficient de sécurité fixé égal à 1. Une description plus précise de cette étape de calcul est présentée à la section suivante.

## 2.3 Notions en stabilité de pente

La stabilité des pentes d'un talus est dictée par la résistance du sol au cisaillement. Une rupture en cisaillement le long d'une surface de rupture se traduit par un glissement de terrain. Ce phénomène implique tous les mécanismes de glissement par rapport aux caractéristiques géologiques et hydrologiques et peut être résolu par une étude de stabilité. La méthode globale permet de tenir compte du poids total du matériau, de la force due à l'eau, de la force due à la cohésion et de la force due à l'effet des contraintes de frottement. Cependant, plusieurs inconnues résident dans ce problème et de nombreux chercheurs ont posé des hypothèses afin de simplifier le problème [Taylor (1937), Fellenius (1927)].

Taylor (1937) a défini une méthode de cercle de frottement pour calculer la stabilité d'un talus.

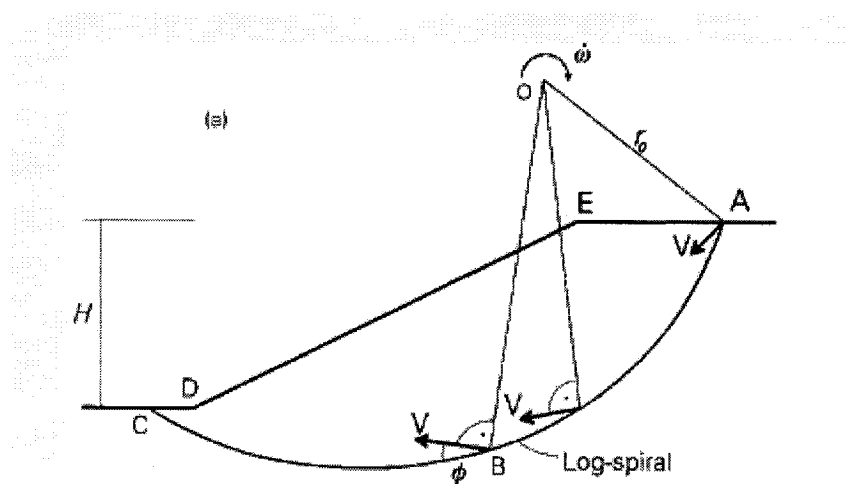


**Figure 5. Le mécanisme de rupture selon un cercle de frottement**

Dans le cas des argiles, où l'angle de frottement interne  $\phi$  est nul, le problème se résout aisément en calculant le nombre de stabilité  $N$  et en se référant aux abaques développés par Taylor. La méthode suit les étapes suivantes :

1. Déterminer le nombre de stabilité  $N$ :

$$N = \frac{c}{\gamma H F} \quad (2.25)$$

où

- $c$  est la cohésion du sol;
- $H$  est la hauteur du talus;
- $F$  est le facteur de sécurité.

2. Utiliser le graphique présenté à la figure 6 pour obtenir le résultat voulu

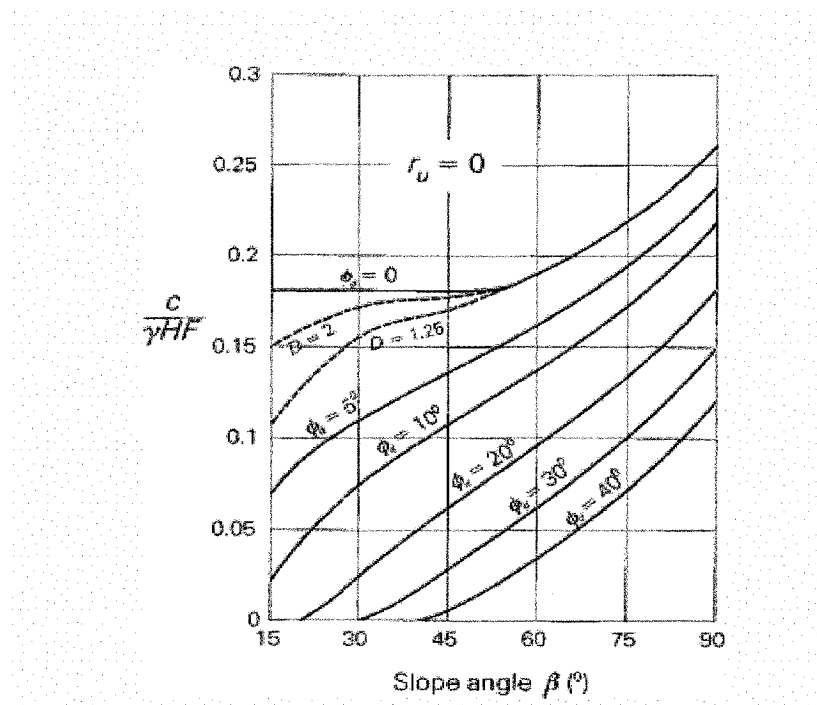


Figure 6. Abaque pour les nombres de stabilité [Michalovski (2002)]

Par contre, la résolution de ce problème est bien plus compliquée lorsqu'il s'agit de sols dont l'angle de frottement est non nul. La méthode du cercle de frottement nécessite alors plusieurs itérations, ce qui devient nettement plus complexe.

Michalovski (2002) a apporté du nouveau dans le domaine en présentant des abaques permettant d'évaluer de manière directe la stabilité de remblai pour des sols dont l'angle de frottement est non nul. La méthode utilise le cercle de frottement, de la même manière que Taylor mais elle est applicable à tous les types de sol, qu'ils soient cohérents ou non. Cette méthode revient à calculer le coefficient  $N^*$ :

$$N^* = \frac{c}{\gamma H \tan \Phi} \quad (2.26)$$

Michalovski a présenté différentes abaques pour des angles de pente allant de 15 à 90 degrés et pour des nombre de stabilité  $N^*$  compris entre 0 et 3. Ces abaques sont présentés à la figure 7:

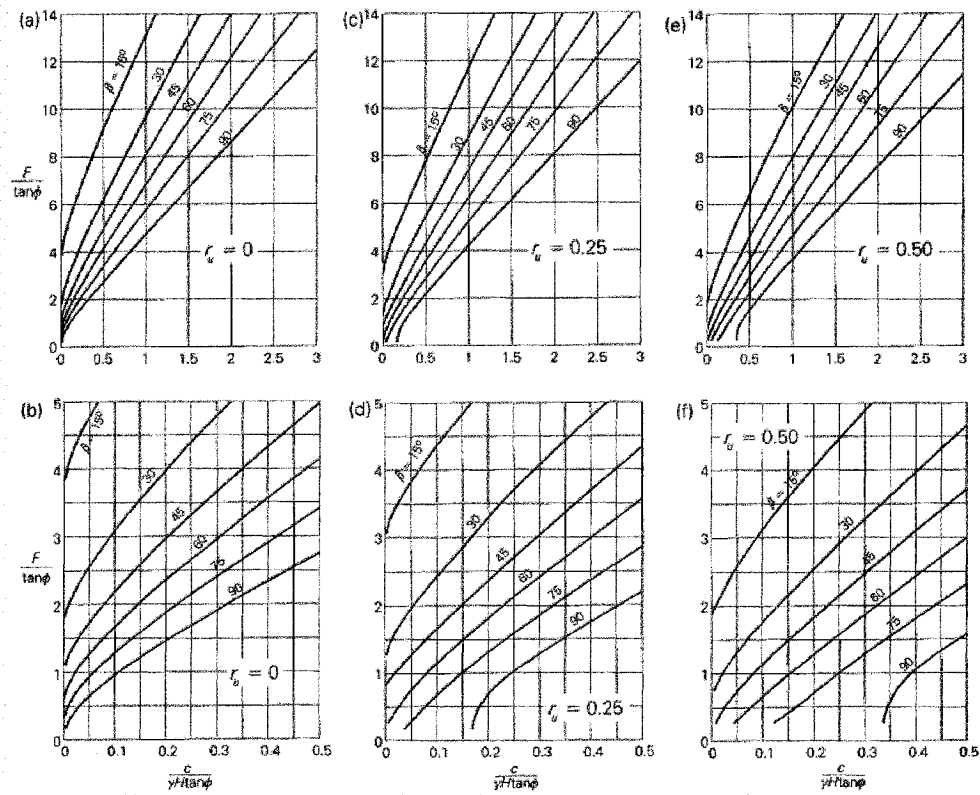


Figure 7. Abaques de stabilité de Michalovski (2002)

Dans le cas d'un barrage, la pression interstitielle de l'eau dans le sol est considérée au moyen du coefficient  $r_u$  qui est supposé égal à 0,5. Ce coefficient  $r_u$  est défini par Bishop et Morgenstern (1960) comme:

$$r_u = \frac{u}{\gamma h} \quad (2.27)$$

où

- $u$  est la pression interstitielle dans le sol
- $h$  est la profondeur entre la surface de l'eau et la surface du sol.

## **Chapitre 3 : Résultats des simulations**

Une étape de validation a été effectuée pour vérifier les performances de AMBRE. Un certain nombre de cas de rupture sont fréquemment cités dans la littérature et constituent de bons bancs d'essais pour le programme. Les résultats de ces simulations sont présentés et comparés aux valeurs connues pour les cas de références suivants :

- Les essais expérimentaux de Norvège, réalisés dans le cadre du projet IMPACT, mis en place par la Commission Européenne;
- La rupture du barrage Oros, qui s'est produite au Brésil en 1960;
- La rupture du barrage Banqiao, survenue en Chine en 1975;
- La rupture de Teton Dam en 1976 aux Etats-Unis.

Un cas d'application a été effectué à partir d'un barrage existant, le barrage Pamouscachiou situé au Québec. Les résultats de la rupture tels qu'obtenus avec AMBRE ont été comparés aux résultats prédits avec les règles de l'art, telles que définies dans la pratique. Ce test a essentiellement pour but de savoir en quelles mesures notre modèle peut être utilisé à titre prédictif.

### **3.1 Essais expérimentaux de Norvège**

Le modèle a été testé à partir des essais réalisés en Norvège dans le cadre du projet IMPACT financé par l'Union Européenne (Morris, 2004). Dans ces essais, des ruptures étaient initiées dans plusieurs digues présentant des caractéristiques différentes. La rupture se faisait soit par débordement, soit par effet de renard. Parmi les différents essais de rupture de barrage effectués en Norvège, trois essais ont été testés par AMBRE:

- rupture d'une digue homogène de matériaux très cohérents ;
- rupture d'une digue homogène de matériaux non cohérents ;
- rupture d'une digue en enrochement avec noyau central en moraine.

La figure 8 montre un exemple du type de barrage construit lors des essais.

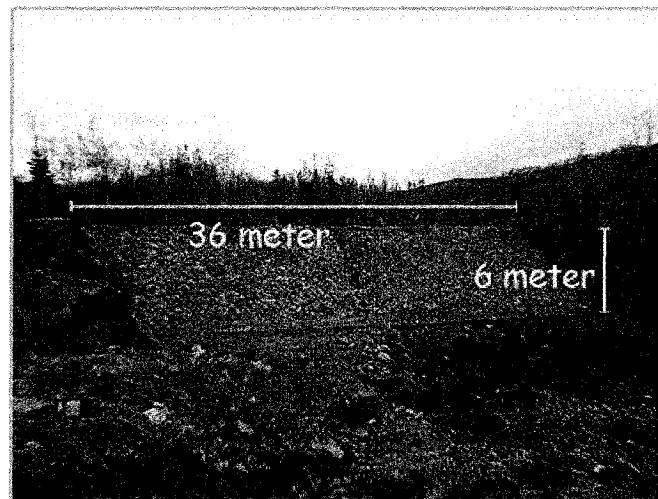


**Figure 8. Barrage-type, construit lors des essais de Norvège**

Les données intégrées au modèle sont les caractéristiques géométriques et géotechniques de la digue et des matériaux la constituant, la courbe d'emmagasinement du réservoir ainsi que l'hydrogramme d'entrée dans le réservoir. La comparaison des résultats se base sur l'hydrogramme sortant à travers la brèche et sur la variation du niveau d'eau dans le réservoir. Cette série de tests est effectuée à partir du noyau de calcul #1. Le tableau 1 présente les données utilisées afin de tester le programme.

**Tableau 1. Données des essais de Norvège**

|                                       | <b>Test #1</b> | <b>Test #2</b> | <b>Test #3</b> |
|---------------------------------------|----------------|----------------|----------------|
| Cote de la crête (m)                  | 370.8          | 370.81         | 370.8          |
| Cote des fondations (m)               | 364.8          | 364.81         | 364.8          |
| Largeur de la crête (m)               | 2              | 2              | 3              |
| Pente des parements                   | 1V :2H         | 1V :1.7H       | 1V :1.5H       |
| Longueur de la digue (m)              | 36             | 36             | 36             |
| Hauteur initiale de la brèche (m)     | 0.35           | 0.01           | 0.2            |
| Largeur initiale de la brèche (m)     | 5.4            | 2              | 8              |
| <b>CARACTÉRISTIQUES GEOTECHNIQUES</b> |                |                |                |
| D <sub>50</sub>                       | 0.01 mm        | 2.5 mm         | 25 mm          |
| Indice de plasticité (PI)             | 15             | 1              | 1              |
| Cohésion                              | 25 kPa         | 0              | 0              |
| Angle de frottement                   | 10 degrés      | 30 degrés      | 42 degrés      |
| Coefficient de Manning                | 0.03           | 0.012          | 0.03           |
| <b>NOYAU</b>                          |                |                |                |
| D <sub>50</sub> - Core                |                |                | 7 mm           |
| Indice de plasticité - Core           |                |                | 15             |
| Cohésion - Core                       |                |                | 20             |
| Angle de frottement - Core            |                |                | 42             |
| Coefficient de Manning - Core         |                |                | 0.03           |

Compte tenu de la faible taille du bassin de rétention dont l'alimentation provenait d'un lac en amont, les chercheurs ont fait face à plusieurs difficultés pour maintenir le niveau d'eau constant. Il était requis d'ouvrir les vannes du lac en amont, ce qui se traduisait par un délai significatif, d'où découlait une différence entre le débit entrant et le débit évacué.

Pour tous les essais, il appert que la variation de niveau ne se fait pas de la même manière que celle observée dans la réalité, si l'on considère les données fournies. En analysant la courbe d'emmagasinement présentée à la figure 7, on s'aperçoit que la conservation de la masse ne peut être vérifiée si le débit est entré tel qu'il est indiqué. Étant donné la qualité des mesures, le débit entrant n'est pas remis en cause, ni la variation du niveau d'eau dans le réservoir. Ainsi, il a été décidé de modifier légèrement la courbe d'emmagasinement de sorte à vérifier la conservation de la masse, en considérant le débit entrant et la variation de niveau

du réservoir tels qu'ils ont été fournis de sorte à valider la conservation de la masse. La figure 9 présente la courbe d'emménagement du réservoir ainsi que la courbe modifiée.

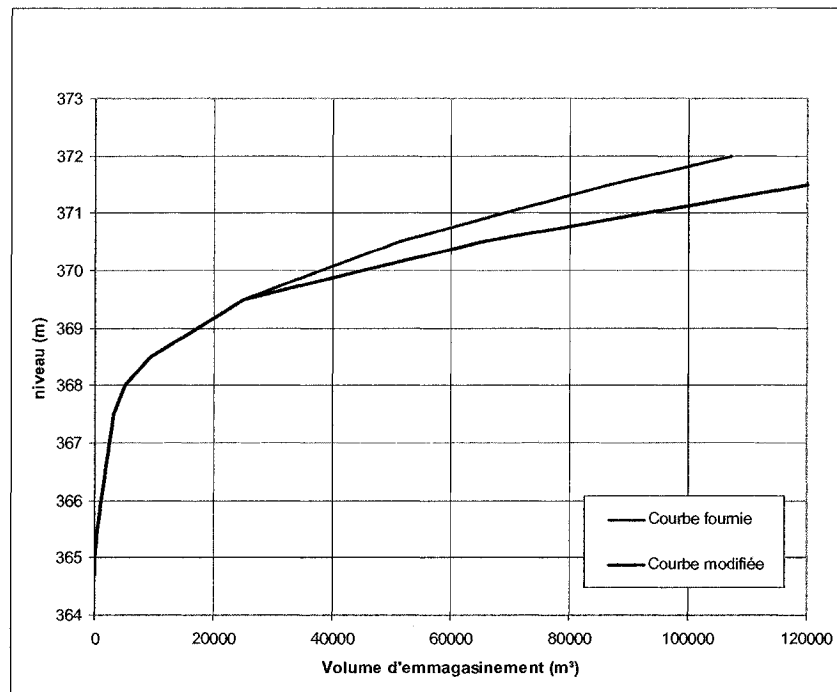


Figure 9. Courbe d'emménagement du réservoir – Essais de Norvège

### 3.1.1 Test 1

Le premier essai consistait en la rupture d'une digue homogène faite de matériaux très cohérents, tels que de l'argile, du silt et moins de 15 % de sable. Selon l'équation (2.7), la cohésion est prise en compte par les coefficients d'érosion et pour le calcul de la stabilité des parois latérales de la brèche. Selon l'équation (2.13) pour un sol cohérent peu compacté, la contrainte de cisaillement critique dépend de l'indice de plasticité du sol, fixé à 15.

La figure 10 permet d'illustrer le phénomène d'érosion du pied aval qui se produit dans le cas de sols très cohérents. La brèche est encore très peu développée, mais l'érosion du pied aval a grandement progressé vers l'amont.



**Figure 10. Photo prise au moment de la rupture – Matériaux cohérents – Test #1**

Lorsque le niveau d'eau atteint la crête du barrage et que la contrainte effective dépasse la valeur de la contrainte de cisaillement critique, l'érosion débute. Étant donné la faible valeur de la contrainte de cisaillement critique ( $0,34 \text{ kN/m}^2$ ), l'érosion débute dès que l'eau dépasse le niveau de la crête. Cependant, le taux d'érosion pour un sol cohérent est relativement faible, compte tenu des valeurs des coefficients d'érosion  $k$  et  $a$ , fixés respectivement à  $k = 0,000086$  et  $a = 0,91$  selon Chen et Anderson (1986). Les figures 11 et 12 présentent les résultats obtenus en comparaison avec les données.

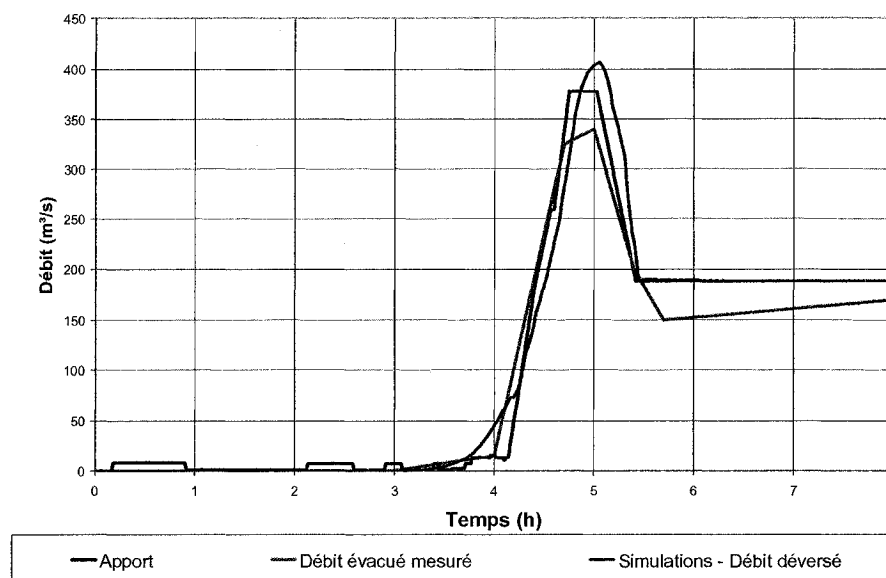


**Figure 11. Apport et débit évacué à travers la brèche – Test #1**

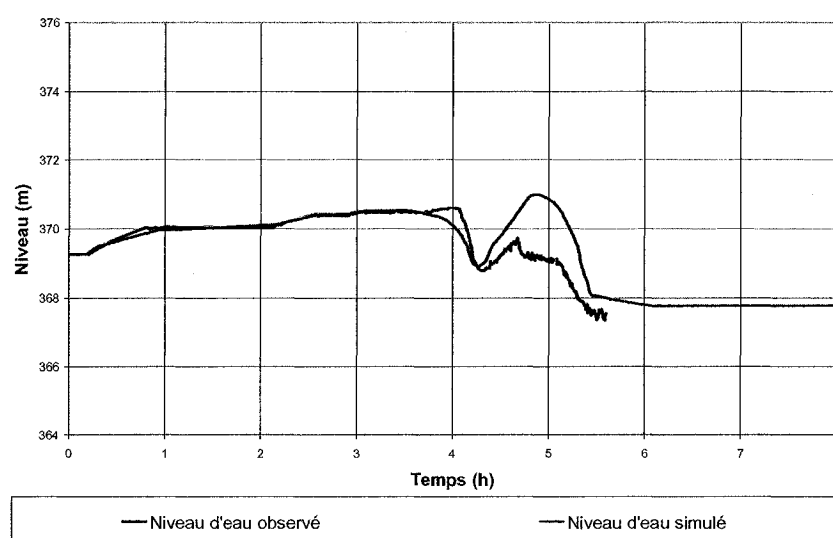


**Figure 12. Variation du niveau d'eau – Test #1**

Dans les simulations numériques, le temps d'obtention du débit maximal est de 5 heures, ce qui est similaire aux observations. Le débit maximum calculé avec le

programme est de  $407 \text{ m}^3/\text{s}$ , alors que la valeur mesurée est de  $315 \text{ m}^3/\text{s}$ . La variation de niveau d'eau démontre qu'une fois le processus de formation de brèche amorcé, le réservoir se vide jusqu'à  $369 \text{ m}$ , ce qui est conforme aux données. Le débit injecté dans le réservoir en amont afin de maintenir un niveau d'eau constant fait en sorte que, une fois la brèche initiée, le niveau d'eau augmente plus que ce qui s'est réellement produit. Ce phénomène s'explique par le délai entre le moment où l'eau est injectée dans le bassin et où elle parvient réellement au droit du barrage, ce qui rend l'interprétation difficile pour une modélisation statique du réservoir.

Pendant l'évacuation du débit à travers la brèche, la digue s'érode jusqu'aux fondations, de la même façon que ce qui a été observé. La largeur finale du fond de la brèche est égale à  $26 \text{ mètres}$ , alors qu'elle mesurait  $22,7 \text{ m}$  dans la réalité.

Une étude de sensibilité a donc été effectuée de sorte à diminuer la contrainte critique et d'augmenter le coefficient de Manning de  $10 \%$ , afin d'augmenter le taux d'élargissement de la brèche. La figure 13 illustre les résultats obtenus.

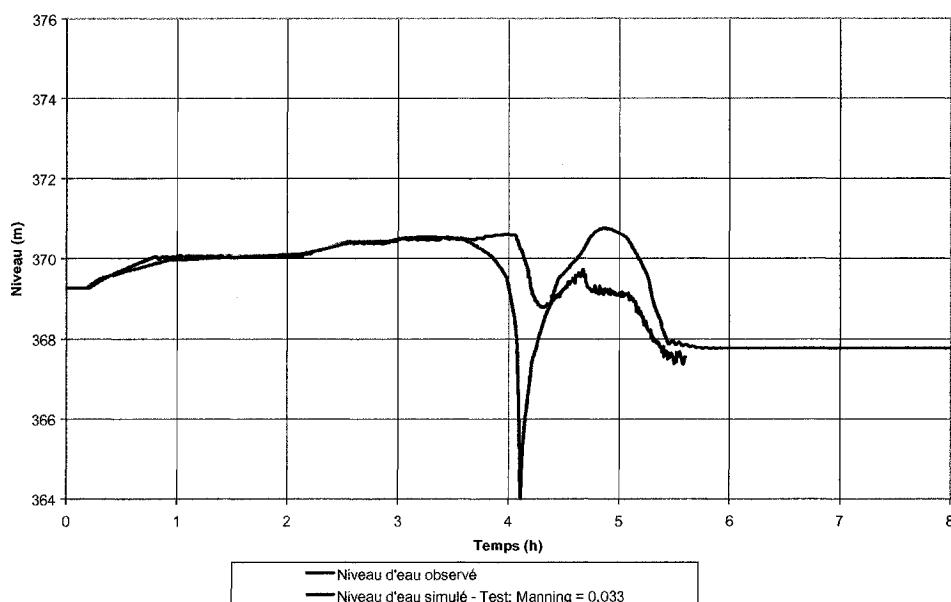


**Figure 13. Influence du coefficient de Manning sur le niveau d'eau**

En termes de débit, les résultats obtenus avec ces nouvelles données sont proches des valeurs obtenues lors des essais. Par contre, les variations de niveau d'eau sont peu comparables : la brèche se formant rapidement, une vidange rapide s'effectue suite à la rupture, vidant pratiquement le réservoir. Mais une remontée subite se produit. Ceci est dû à l'apport d'eau qui a été injecté au réservoir afin de maintenir le niveau d'eau suffisamment haut dans le réservoir. Un délai s'est produit entre le moment où l'apport de débit a été injecté dans le réservoir et le moment où il est parvenu au droit du barrage. Ce délai est difficile à représenter par laminage statique.

Le fait d'augmenter le coefficient de Manning ne fait qu'accélérer le processus de formation de brèche, ce qui est suffisant pour vider le réservoir, avant qu'il ne reprenne sa hauteur attendue, sous l'effet de l'apport de débit.

Tel que mentionné plus haut, la cohésion entre en compte dans le calcul des pentes de stabilité des parois latérales dans l'inclinaison du plan de glissement. Compte tenu de la valeur élevée de la cohésion, les parois sont presque verticales. La figure 14 présente la variation de la forme de la brèche dans le temps pour une cohésion de 25 kPa :

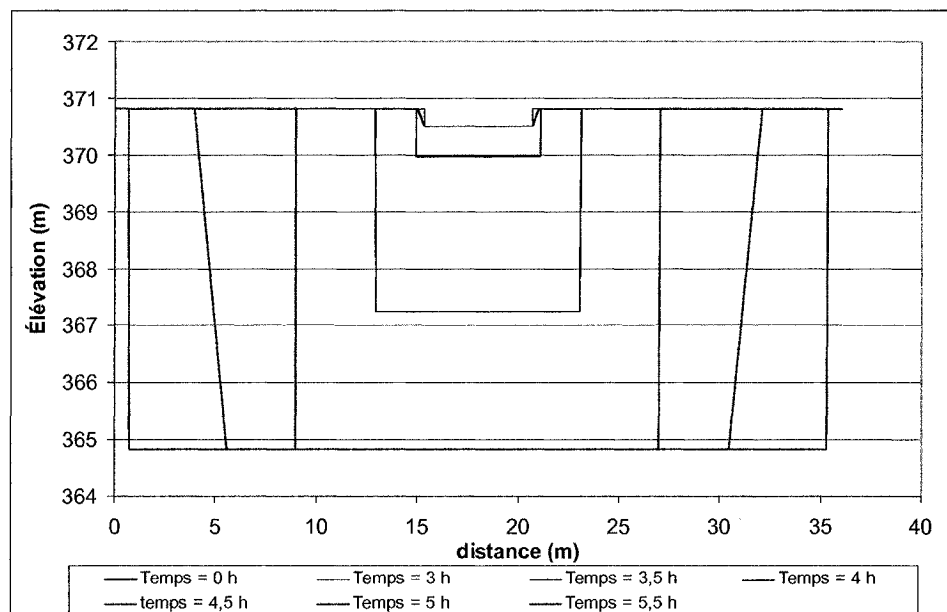


**Figure 14. Variation de la forme de la brèche dans le temps avec une cohésion de 25 kPa – Test #1**

L'influence de la cohésion est très visible lorsque l'on compare la figure 11 avec la figure 15, où la cohésion a été diminuée à 5 kPa:

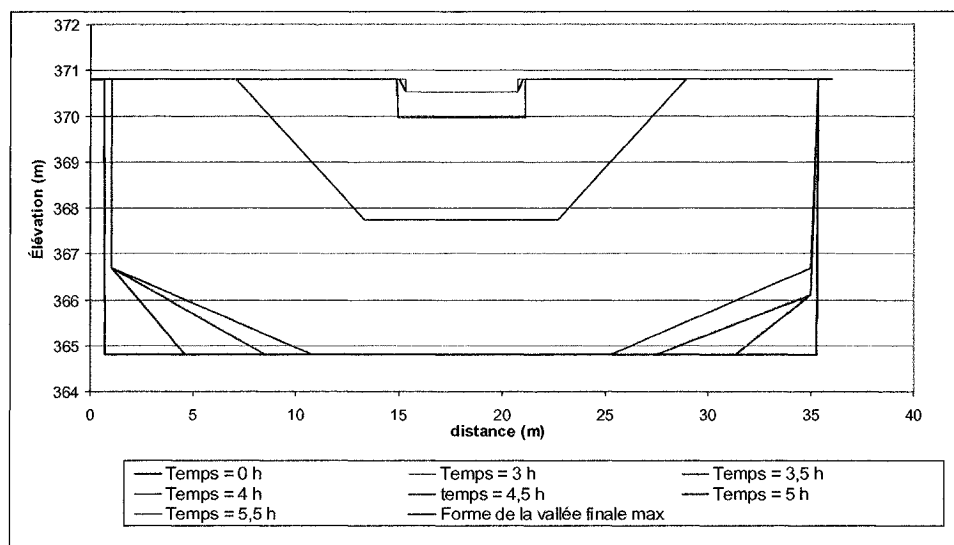


**Figure 15. Variation de la forme de la brèche dans le temps avec une cohésion de 5 kPa – Test #1**

### 3.1.2 Test 2

La seconde série de tests effectués dans le cadre du projet IMPACT porte sur une digue homogène faite de matériaux non cohérents de diamètre moyen de 2.5 mm.

La figure 16 a été prise pendant la rupture. Elle illustre le fait que l'érosion est très rapide dans ce cas, car le fond de la brèche est descendu très bas, alors que le niveau de l'eau est encore élevé dans le réservoir. Elle permet aussi de constater que les parois latérales de la brèche sont verticales.

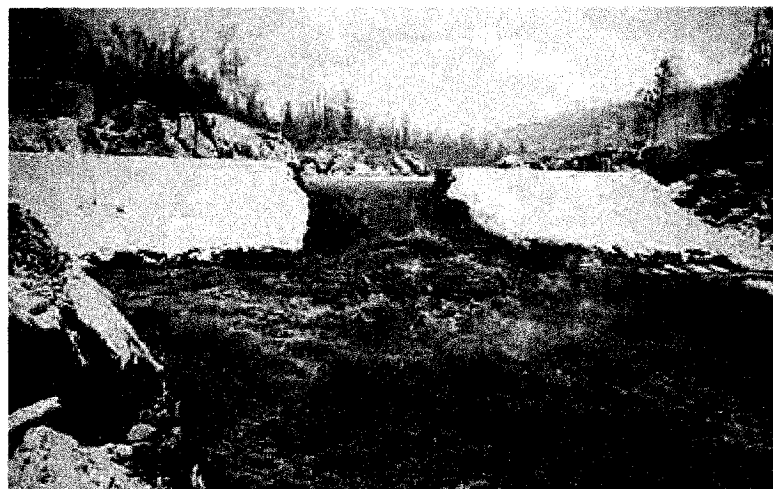


**Figure 16. Photo prise au moment de la rupture – Matériaux non cohérents – Test #2**

Le calcul de la contrainte critique dépend du diamètre moyen du matériau, selon la formule de Gessler (1971). Elle a pour valeur  $1,83 \text{ kN/m}^2$ . Pour le calcul du taux d'érosion de la brèche, les constantes utilisées correspondent à un sol non cohérent :  $k=0,00324$ ,  $a=1,30$ . Les résultats sont concluants en terme de débit et de niveau. Les figures 17 et 18 présentent les résultats :

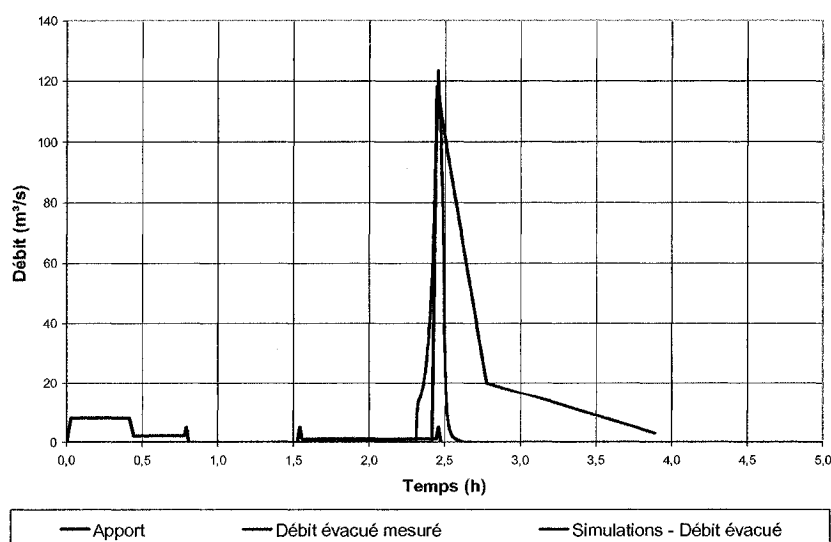


**Figure 17. Apport et débit évacué à travers la brèche – Test #2**

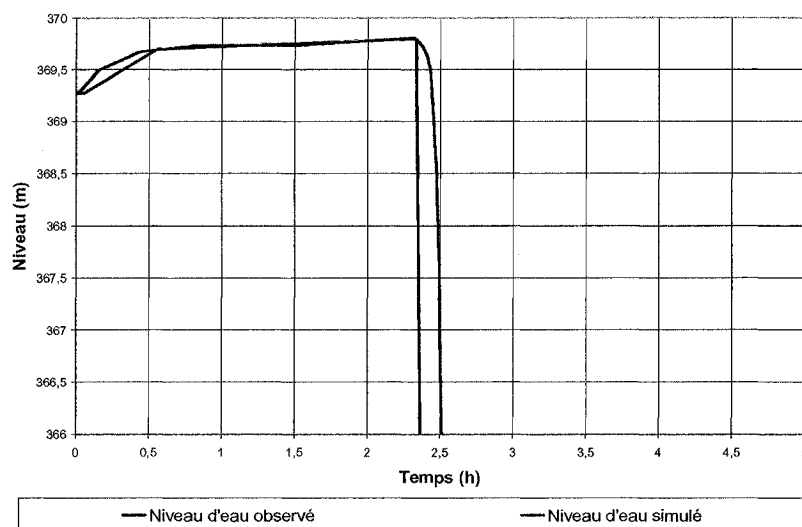


**Figure 18. Variation du niveau d'eau – Test #2**

Compte tenu de la rapidité de la formation de la brèche et de la faible taille du réservoir, la simulation est très sensible aux paramètres du calcul. La rupture s'initie dès que l'eau commence à déverser au-dessus du barrage. Le niveau d'eau chute ainsi très rapidement. Le débit maximal est de  $123 \text{ m}^3/\text{s}$  et se produit à 2,5 heures, ce qui est très proche de la réalité. Le réservoir se vide très rapidement. La largeur de la brèche est de 6 m lorsque le débit est maximal. L'angle des joues de la brèche est de l'ordre de 20 degrés. Lorsque le réservoir se vide, le fond de la brèche continue à s'élargir jusqu'à une largeur maximale de 7,5 m.

Le coefficient de Manning utilisé dans les calculs est de 0,012, ce qui est très faible. Si l'on utilise l'équation (2.10), fonction du diamètre moyen des particules pour calculer le coefficient de Manning, celui-ci devrait être égal à 0,017. Dans ce cas, la pente de la ligne d'énergie,  $S_f$  est plus élevée et le taux d'érosion est plus rapide. Le débit maximal à la brèche est égal à  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  et est atteint 6 minutes avant le cas présenté plus haut, et la largeur du fond de la brèche au moment où le

débit est maximal est égale à 10 m. Par contre, étant donné la faible taille du réservoir, comparativement à la brèche, la variation de niveau d'eau est similaire.

Le modèle AMBRE s'est avéré très robuste pour les sols pulvérulents.

### 3.1.3 Test 3

Ce troisième test est réalisé sur un barrage composé d'un noyau central en moraine.

Le diamètre moyen des particules de sol, tel qu'indiqué dans les données, est de 85 mm. Étant donné que le matériau est non cohérent, la formule de la contrainte critique, utilisée dans le calcul du taux d'élargissement et d'abaissement de la brèche, tient compte du diamètre moyen ( $d_{50}$ ) du matériau. Avec un  $d_{50}$  égal à 85 mm, la contrainte critique est égale à 62 kN/m<sup>2</sup>, ce qui dépasse la contrainte effective due au débordement, donc le processus de développement de la brèche ne s'initie pas, d'après les prédictions du modèle. Il faudrait que le niveau d'eau dans le réservoir dépasse beaucoup la cote de la crête pour avoir une contrainte effective suffisamment élevée pour générer la rupture. Il faut que le diamètre  $d_{50}$  du matériau soit égal à 25 mm pour avoir l'arrachement des particules, en restant dans des valeurs réalistes pour les autres paramètres.

Les figures 19 et 20 présentent les résultats issus de la simulations, avec un diamètre moyen des particules égal à 25 mm :

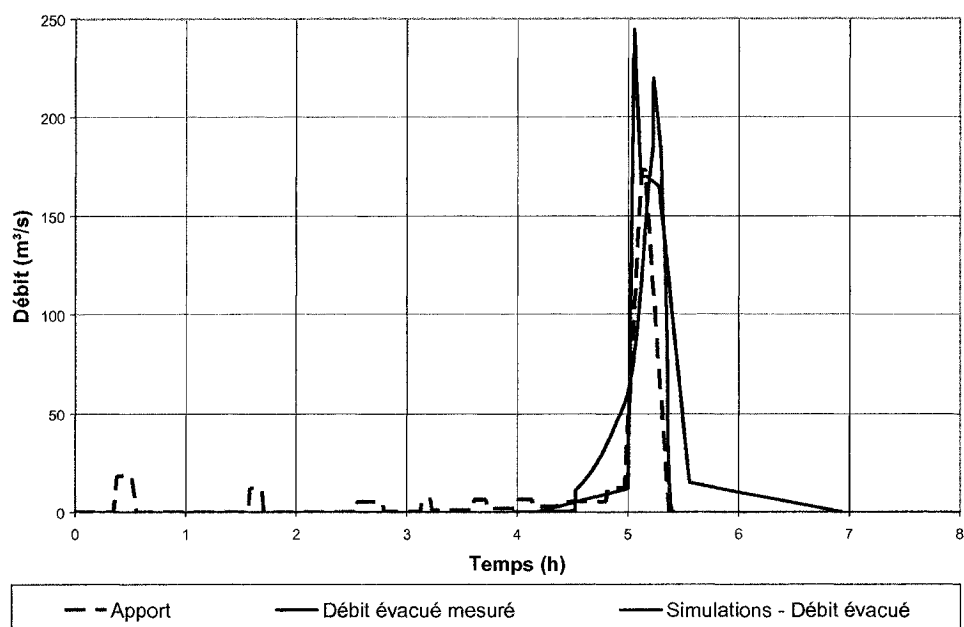


Figure 19. Apport et débit évacué à travers la brèche – Test #3

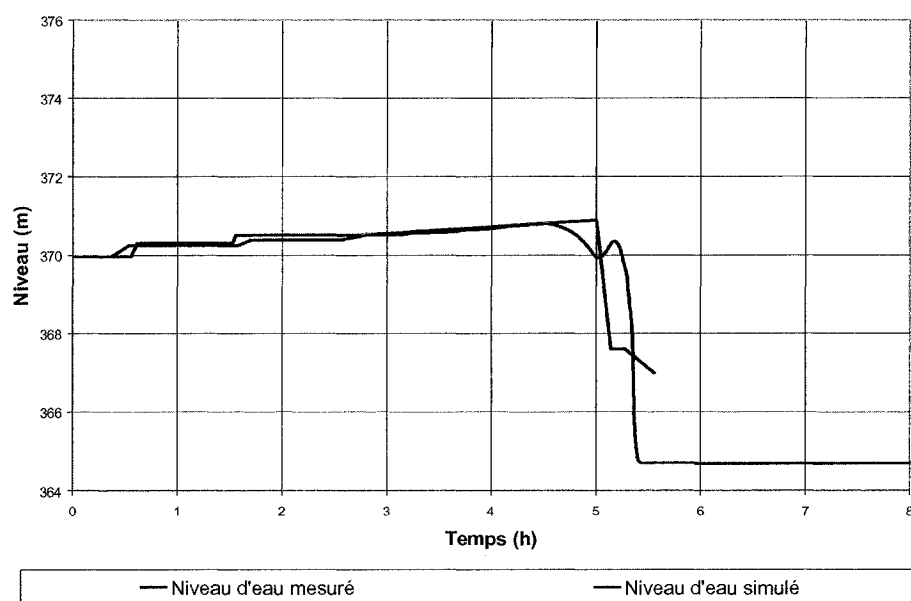


Figure 20. Variation du niveau d'eau – Test #3

Comme le matériau de la crête du barrage est non cohérent, une fois que le phénomène d'érosion débute, la brèche se forme très vite jusqu'à ce que le noyau soit atteint. Les coefficients d'érosion correspondent à ceux d'un sol non cohérent, soit  $k = 0,00324$  et  $a = 1,3$ . Une fois le noyau atteint, la contrainte critique devient très faible et la rupture se fait encore plus rapidement, même si les constantes d'érosion devraient provoquer l'effet inverse. La variation de niveau d'eau dans le réservoir, telle qu'issue des résultats des simulations, suit la même tendance que ce qui a été mesuré. Par contre, de la même manière que ce qui est expliqué dans le cas du test 1, le niveau d'eau remonte dans le réservoir, suite à un apport de débit qui a été injecté afin de maintenir un niveau d'eau constant dans le réservoir. Le laminage calculé par AMBRE ne tient pas compte du délai entre le moment où l'apport a été injecté et le moment où il arrive effectivement au droit du barrage. C'est ce qui cause le léger rehaussement du niveau d'eau dans le réservoir.

## 3.2 Ruptures historiques

Dans le but de valider le modèle AMBRE, des simulations ont été effectuées en considérant des ruptures qui se sont produites à différents endroits. Ainsi, trois cas réels de rupture de barrage ont été utilisés pour tester AMBRE: la rupture du barrage Oros, celle du barrage Banqiao et la rupture du barrage Teton.

Les données utilisées pour les ruptures des barrages Oros et Banqiao proviennent de la base de données développée par le Centre d'Ingénierie Hydraulique de la compagnie Electricité de France. Cette base de donnée fournit des informations tant hydrologiques qu'hydrauliques ou géotechniques sur des barrages qui ont cédé suite à un déversement et sur l'événement ayant entraîné la formation d'une brèche [CEATI DSIG Database (2006)].

Les données utilisées pour la rupture du barrage Teton proviennent de différents articles publiés dans la littérature [Arthur (1977) et Balloffet et Scheffler (1982)].

### 3.2.1 Rupture du barrage Oros, Brésil

#### 3.2.1.1 Données

La rupture du barrage Oros, au Brésil, s'est produite au cours de sa construction en 1960. L'ouvrage était supposé atteindre plus de 50 mètres en fin de construction mais mesurait 35 mètres de haut au moment de sa rupture. Il était composé essentiellement d'argile, de silt et de sable. Sa hauteur et son important volume d'emmagasinement de  $730 \text{ hm}^3$  en font un cas d'application intéressant, compte tenu des débits qui ont été libérés à la brèche.

Plus de 250 mm de pluie se sont abattus consécutivement pendant 5 jours, ce qui est considérable en comparaison avec la moyenne annuelle de 970 mm. Cinq jours

après le début de la pluie, le niveau d'eau a monté de plus de 10 mètres dans le réservoir et a commencé à déborder au-dessus de la crête du barrage. Un débordement de 30 cm a été observé sur la crête peu avant que ne se forme la brèche. Lorsque l'eau a commencé à s'écouler sur la crête, une brèche a commencé à se former sur le barrage. Dans le but de minimiser les impacts de la rupture, une autre brèche artificielle a été excavée et s'est ensuite développée jusqu'aux fondations. Compte tenu de l'abaissement rapide du niveau de l'eau dû à cette brèche, la brèche formée naturellement a arrêté de se développer avant d'atteindre le pied du barrage. Le débit maximal libéré à travers la brèche artificielle a été estimé entre 9 600 et 11 300 m<sup>3</sup>/s.

Les données utilisées dans les simulations sont présentées ci-dessous:

**Tableau 2. Géométrie et propriétés géotechniques - Oros**

|                                          | Brèche formée<br>naturellement | Brèche formée<br>artificiellement |
|------------------------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|
| Élévation de la crête (m)                | 190.5                          | 190.5                             |
| Élévation des fondations (m)             | 155                            | 155                               |
| Largeur de la crête (m)                  | 5                              | 5                                 |
| Longueur de la crête (m)                 | 300                            | 300                               |
| Profondeur initiale de la brèche<br>(m)  | 0.001                          | 0**                               |
| Largeur initiale de la brèche (m)        | 1                              | 5**                               |
| Diamètre moyen des sédiments<br>D50 (mm) | 0.001                          |                                   |
| Indice de plasticité                     | 15                             |                                   |
| Densité (kg/m <sup>3</sup> )             | 18.2                           |                                   |
| Teneur en eau (%)                        | 14.5                           |                                   |
| Cohésion (kPa)                           | 2                              |                                   |
| Angle de frottement (degrés)             | 40                             |                                   |
| Coefficient de Manning                   | 0.015                          |                                   |

\*\* Compte tenu du manque de données, il a été supposé que quand le niveau d'eau dépassait 190.55 m, soit 5 cm au-dessus du niveau de la crête, une brèche large de 5 m et profonde de 0,5 m était excavée artificiellement.

La courbe d'emmagasinement du réservoir est donnée à la figure 21:

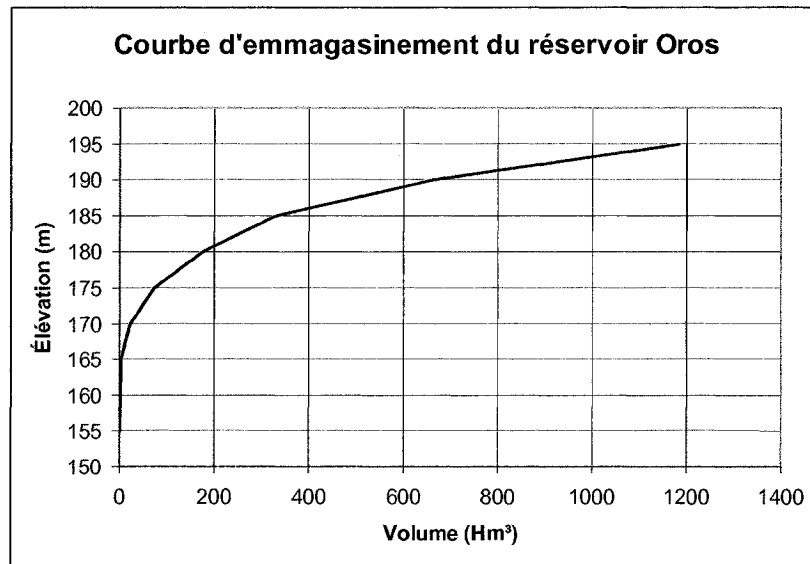


Figure 21. Courbe d'emmagasinement du réservoir Oros

### 3.2.1.2 Résultats

Ces tests sont effectués à partir du noyau de calcul #1.

#### 3.2.1.2.1 Essais "à l'aveugle"

Une première simulation "à l'aveugle" a été réalisée.

Compte tenu des données géotechniques disponibles, le remblai modélisé était constitué de matériaux cohérents. Les coefficients d'érosion utilisés sont:  $k=0,000086$ ,  $a=0,91$ . La contrainte de cisaillement critique est calculée avec l'équation (2.12) pour un sol cohérent bien compacté. Avec un indice de plasticité égal à 15, elle a pour valeur 0,9 Pa. Avec une si faible contrainte critique, le processus d'érosion s'initie dès que le débordement commence.

On observe dans cette simulation que la brèche naturelle commence et atteint les fondations. La seconde brèche artificielle débute plus tard mais atteint aussi les

fondations. En observant l'hydrogramme de rupture montré à la figure 22, on peut remarquer l'augmentation soudaine de débit à travers la brèche. Ceci est dû à la modélisation paramétrique du phénomène de Headcut, faisant en sorte que lorsque le fond de la brèche a rejoint l'avancement de l'érosion du pied aval, le fond de la brèche rejoint instantanément les fondations.

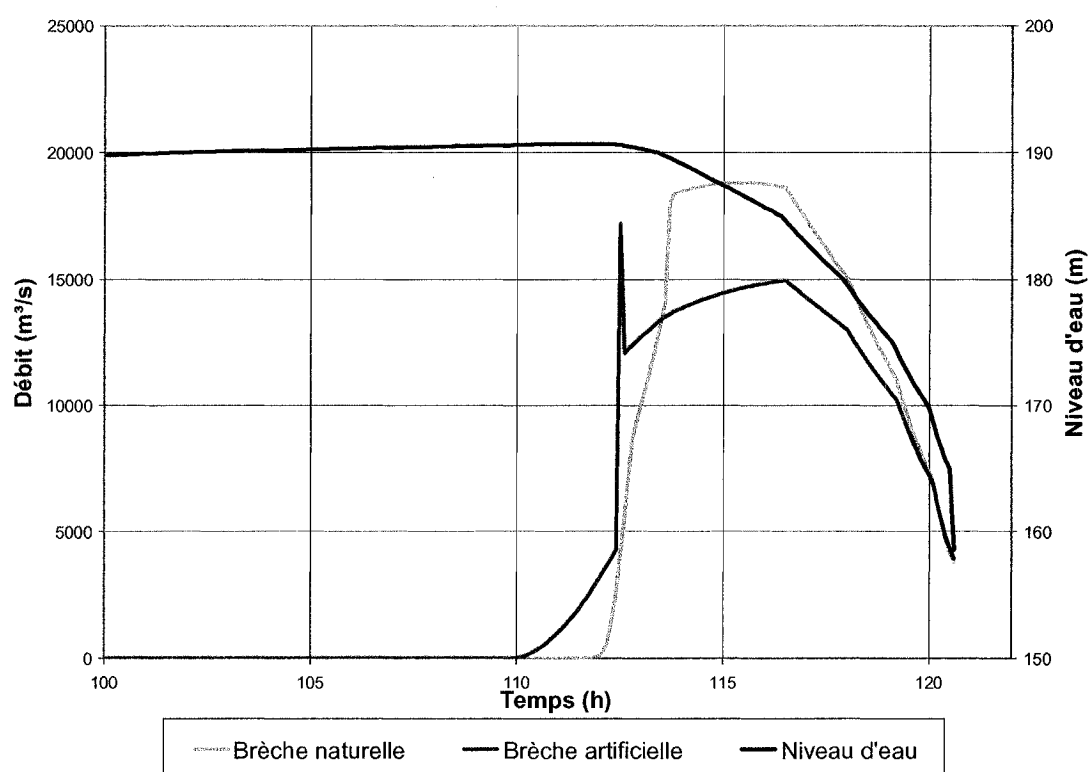


**Figure 22. Résultats des simulations "à l'aveugle" - Oros**

La variation de niveau d'eau et le temps d'obtention du niveau maximal sont conformes à la réalité. Cependant, la variation de débit est bien supérieure à ce qui se produit selon les données: le débit maximal de chacune des deux brèches est supérieur à celui annoncé. Le débit maximal évacué à travers la brèche artificielle est de l'ordre de 17 000 m³/s. Il est de 18 500 m³/s pour la brèche naturelle. La brèche naturelle atteint le fond du barrage, ce qui n'a pas été le cas dans la réalité.

Plusieurs facteurs peuvent expliquer les différences entre les résultats attendus et les résultats réels. Parmi ceux-ci, figure naturellement en premier la difficulté qui réside à reproduire un phénomène géotechnique et hydraulique complexe par une modélisation informatique. Une fois ce postulat établi, deux causes peuvent aussi être responsables de cette différence entre observations et simulations:

- Une estimation du débit de brèche trop grossière;
- L'importance du parement dans le processus de rupture.

Le premier point, soit l'estimation du débit de brèche fourni par les autorités compétentes est, dans le cas de ruptures de barrage, pas toujours fiable. Elle est généralement basée sur l'observation des inondations causées par la crue, car il est peu probable que des stations de mesures aient été implantées dans la vallée en aval de l'ouvrage. Il se peut donc que cette donnée puisse ne pas refléter parfaitement la réalité. Elle donne cependant un ordre de grandeur intéressant pour ce type d'étude.

Le second point soulève l'importance que pourrait jouer le parement dans le processus de rupture. En effet, compte tenu de la présence d'un parement sur les faces amont et aval du barrage, il est normal que la rupture ne se produise pas de la même manière que pour un barrage homogène sans protection. Plusieurs éléments du programme devraient donc être modifiés à la lumière de cette information. Ainsi, des tests ont été effectués dans le but de tenir compte de la présence des parements amont et aval. Ils ont porté sur les points suivants:

- formation ou non du phénomène d'érosion du pied aval (Headcut);
- variation de la contrainte de cisaillement critique du sol;
- variation des coefficients d'érosion.

### 3.2.1.2.2 Formation du phénomène d'érosion du pied aval (Headcut)

Une simulation a été effectuée afin de connaître l'impact de la formation du Headcut sur le modèle. En effet, il se pourrait que la formation de Headcut soit ralentie, même inhibée grâce à la présence du parement aval. La figure 23 présente les résultats:

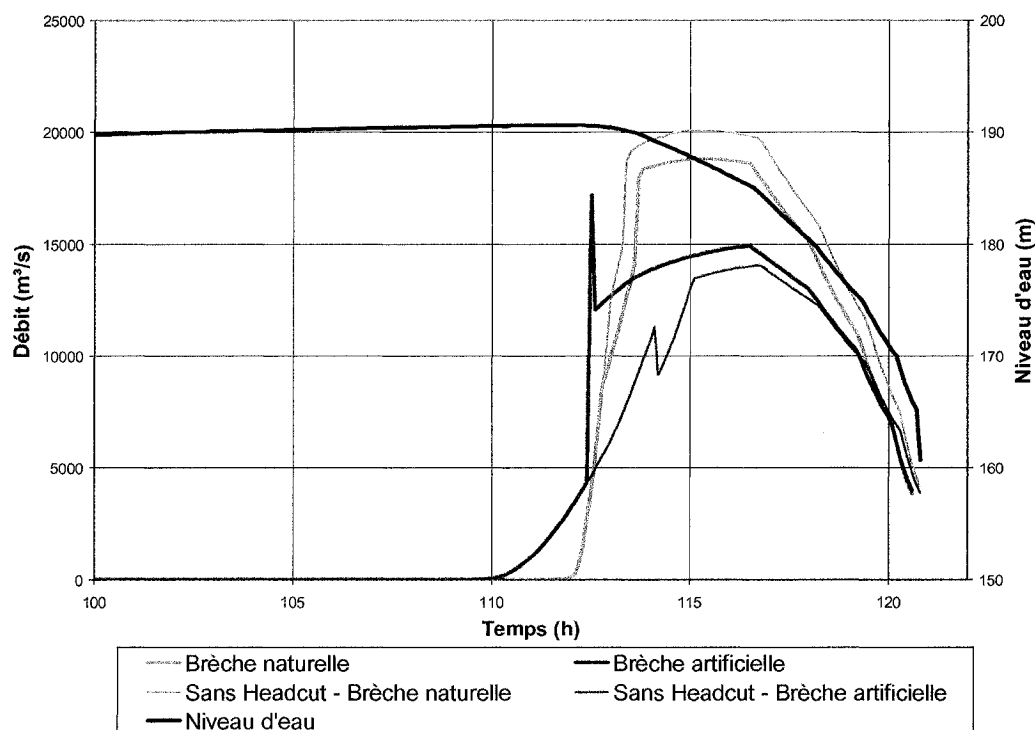


Figure 23. Test sur le phénomène de Headcut - Oros

La brèche formée artificiellement se développe plus lentement car le Headcut ne se forme pas. Par le fait même, la brèche naturelle se développe plus car le réservoir se vide plus lentement par la brèche artificielle. Cette observation n'est pas conforme à ce qui semble s'être produit dans la réalité.

### 3.2.1.2.3 Variation de la contrainte de cisaillement critique du sol

Une autre simulation a été effectuée en utilisant une contrainte de cisaillement critique plus élevée (2,5 au lieu de 0,9 kPa) et avec la fonction de formation du headcut désactivée, du fait de la protection du parement. Dans ce cas, la brèche naturelle ne se développe pas jusqu'aux fondations, ce qui cadre mieux sur les observations. Cependant, le débit maximal à la brèche est de l'ordre de 20 000 m<sup>3</sup>/s, ce qui demeure trop élevé par rapport à la valeur attendue autour de 11 000 m<sup>3</sup>/s. Cependant, comme il a été mentionné plus haut, certaines réserves sont à émettre en ce qui concerne l'estimation du débit de brèche fourni par les autorités compétentes.

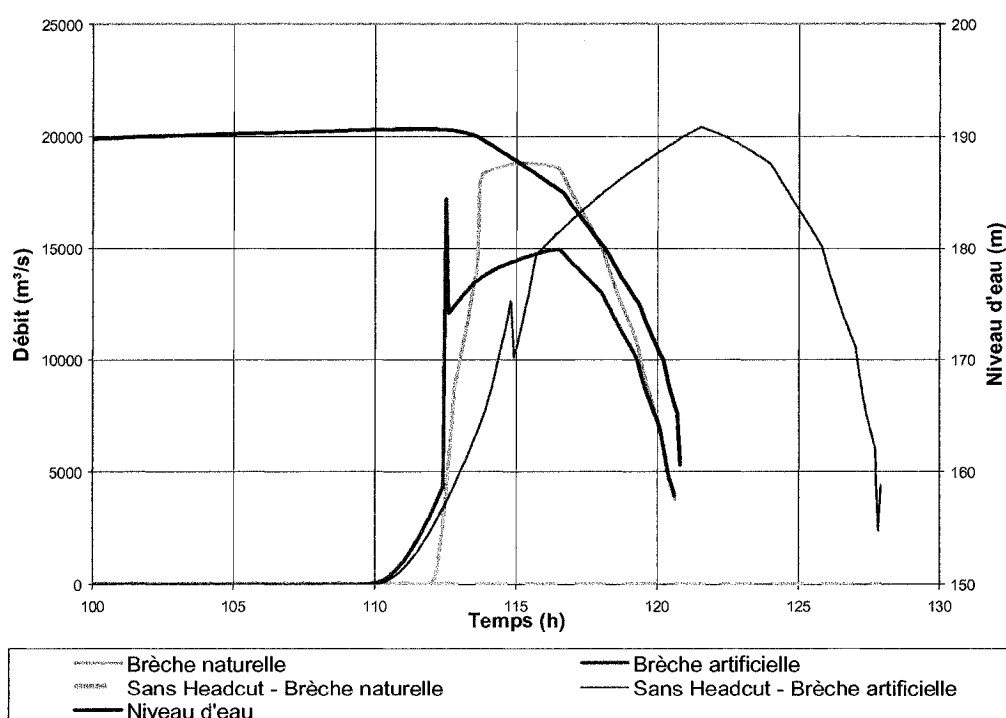


Figure 24. Test sur la valeur de la contrainte de cisaillement critique du sol - Oros

### 3.2.1.2.4 Variation des coefficients d'érosion

Les coefficients d'érosion sont définis suite à des études en laboratoire mais aucune d'entre elles ne porte sur le cas spécifique d'un barrage avec parements. Il est en effet très probable que les valeurs des coefficients d'érosion dans le cas d'un barrage avec parement soient différentes des valeurs prédites par les études en laboratoire. Une analyse a été menée afin de définir les coefficients d'érosion à appliquer dans ce cas afin d'obtenir les résultats attendus.

Les coefficients d'érosion ont donc été diminués, du fait de l'influence du parement. Avec des constantes d'érosion fixées à  $k = 0,00001$  et  $a = 0,6$ , des résultats plus conformes aux observation ont été obtenus. Le débit maximal de chacune des brèches est de l'ordre de  $11\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$ .

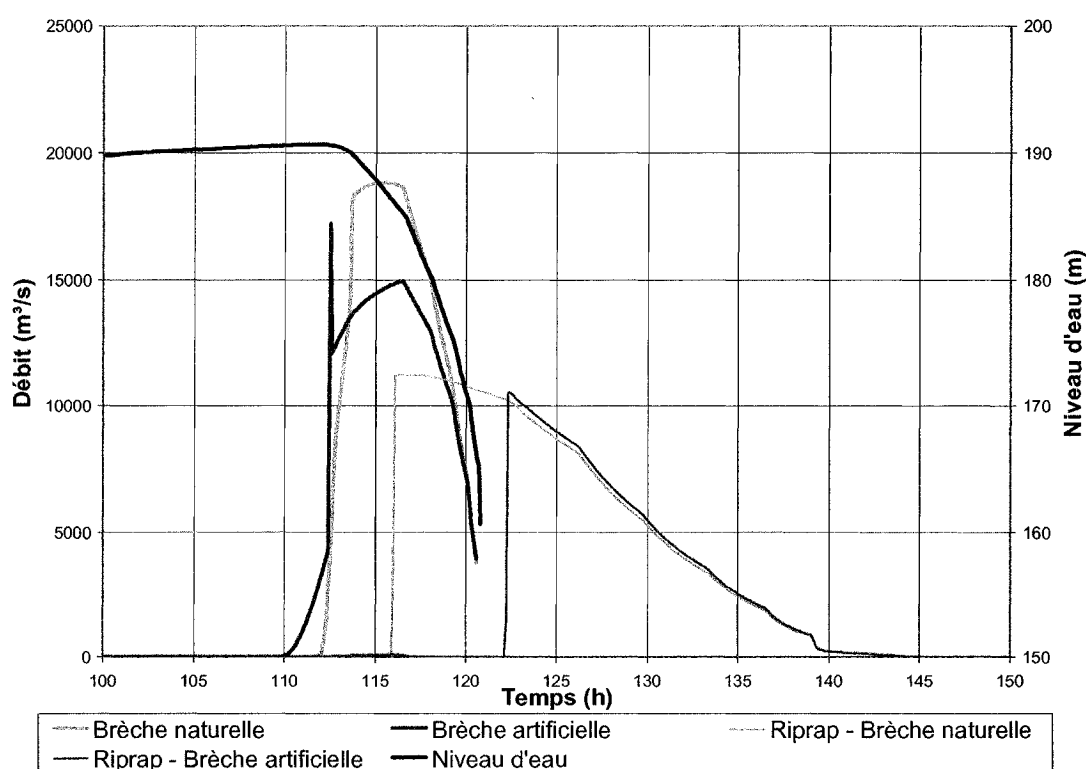


Figure 25. Test sur l'influence des coefficients d'érosion - Oros

Le problème demeure car la brèche formée naturellement continue de se développer même avec la brèche créée artificiellement alors que son développement s'arrête dans la réalité.

Une recherche ultérieure devrait être menée afin d'étudier l'influence des parements aval et amont dans le processus de formation de brèche.

Parmi tous les paramètres testés, aucune simulation n'a permis d'obtenir les résultats escomptés en restant dans des ordres de grandeur raisonnables.

### **3.2.2 Rupture du barrage Banqiao, Chine**

#### **3.2.2.1 Données**

Le barrage Banqiao, situé en Chine a cédé en 1975 suite à un déversement d'eau au-dessus de sa crête. Il avait été construit en 1953 et renforcé avec des changements majeurs en 1957. Il s'agit d'un ouvrage en terre avec un noyau central.

Ce barrage haut de 24,5 mètres retenait 492 Hm<sup>3</sup> à son niveau maximal d'exploitation. Au moment de la rupture, le réservoir retenait un volume de 603 Hm<sup>3</sup>. Les quelques 3 950 m<sup>3</sup>/s libérés par l'évacuateur de crue lorsque l'orage s'est abattu n'ont pas été suffisants pour évacuer la totalité des eaux entrant dans le réservoir à un débit maximal de 13 000 m<sup>3</sup>/s. La rupture du barrage a généré une pointe de débit de l'ordre de 78 000 m<sup>3</sup>/s en moins de 2 heures. La vallée en aval, dotée de plusieurs ouvrages en cascade et densément peuplée a subi des dommages très importants tant humains que matériels (Fujia et Yumei, 1994). Certains auteurs qualifient même cet évènement comme étant la rupture de barrage la plus catastrophique du monde (Yi, 1984).

Les données utilisées dans les simulations sont présentées au tableau 3:

**Tableau 3. Géométrie et propriétés géotechniques - Banqiao**

|                                       | Données             |        |
|---------------------------------------|---------------------|--------|
|                                       | Ouvrage             | Noyau  |
| Élévation de la crête (m)             | 116,34              | 113    |
| Élévation du parapet (m)              | 117,64              |        |
| Élévation du sol (m)                  | 91,84               |        |
| Élévation des fondations (m)          | 74,5                |        |
| Largeur de la crête (m)               | 6                   |        |
| Longueur de la crête (m)              | 2 020               |        |
| Largeur de la base (m)                | 500                 |        |
| Profondeur initiale de la brèche (m)  | 1,5                 |        |
| Largeur initiale de la brèche (m)     | 300                 |        |
| Diamètre moyen des sédiments D50 (mm) | 0,005               | 0,0001 |
| Indice de plasticité                  | 1                   | 15     |
| Densité (kg/m <sup>3</sup> )          | 18,5                | 18,5   |
| Teneur en eau (%)                     | ND                  | 8      |
| Cohésion (kPa)                        | 0                   | 30     |
| Angle de frottement (degrés)          | 30                  | 15     |
| Coefficient de Manning                | 0.02 (Équation 2.5) |        |

Lors de la rupture, il est supposé que lorsque le débordement se produit par-dessus le parapet, ce dernier est arraché sur 300 mètres et il se forme une brèche de 1,5 m de profondeur (ce qui correspond à la hauteur du parapet). Ceci revient à dire que le parapet s'arrache sur une longueur non négligeable mais pas sur toute la longueur du barrage.

La courbe d'emmagasinement est présentée à la figure 26:

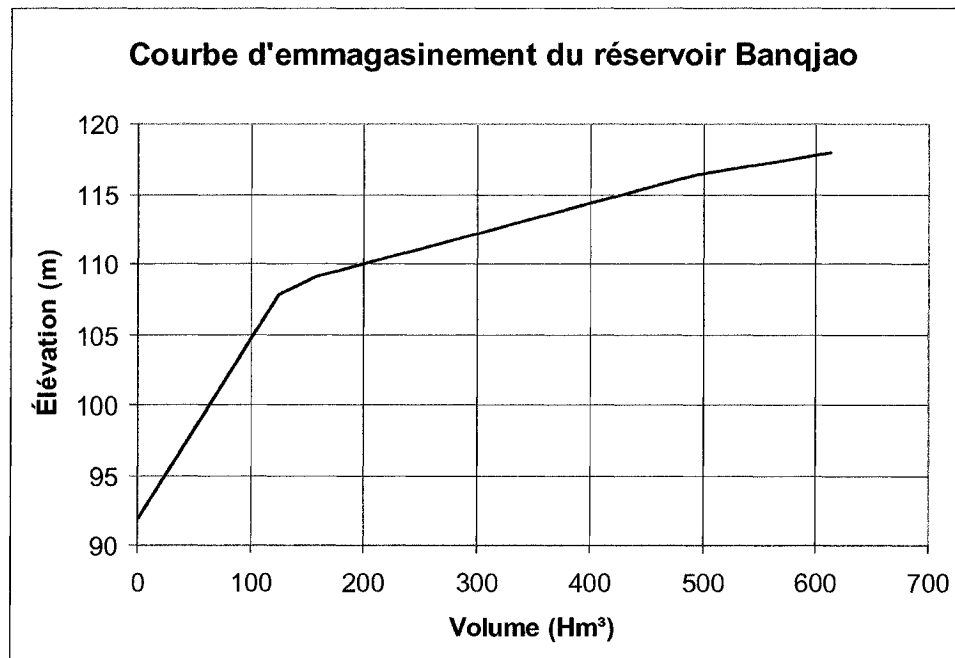


Figure 26. Courbe d'emmagasinement du réservoir Banqjao

### 3.2.2.2 Résultats

Ce test est effectué à partir du noyau de calcul #1.

Dans la partie du haut du remblai, le sol est non-cohérent, non compacté, construit à la main avec du matériau tout venant. Les coefficients choisis pour définir le taux d'érosion sont  $k = 0,00324$ ,  $a = 1,3$ .

Pour ce qui est du noyau en argile, les coefficients utilisés dans le calcul du taux d'érosion correspondent aux valeurs établies par Chen et al. (1986) pour un matériau cohérent:  $k = 0,000086$ ,  $a = 0,91$ . À défaut de connaître avec précision l'élévation du haut du noyau, celui-ci a été estimé à 113,34 m, soit trois mètres plus bas que la crête du barrage.

La figure 27 permet de comparer les données observées aux résultats du calcul.

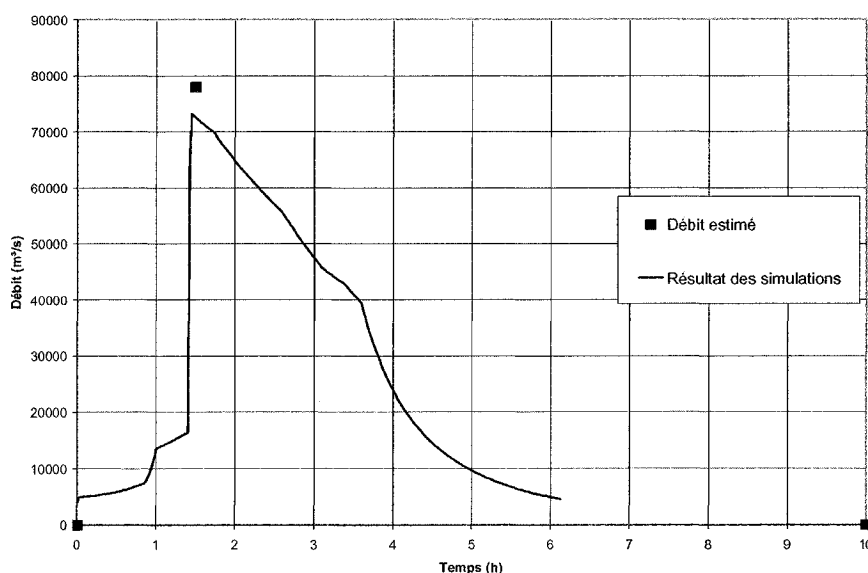


**Figure 27. Résultats des simulations- Banqjao**

Les données disponibles [Fuyia et Yumei (1994)] indiquaient seulement le moment où débutait la rupture, le moment où le maximum était atteint et quelle était sa valeur, ainsi que le moment où le réservoir était complètement vidé. Trois points seulement définissent ainsi l'hydrogramme. C'est pourquoi il est difficile de comparer l'hydrogramme obtenu avec celui des données.

Il demeure cependant que les résultats peuvent être comparés en terme de débit maximal. Lors des simulations, la pointe de débit obtenue est de 73 000 m³/s, ce qui représente 93 % du débit estimé réellement. Les pointes de débit surviennent à peu de chose près au même moment.

La forme de l'hydrogramme résultant s'explique ainsi :

- de 0 à 0,9 heure: le débit correspond au débit évacué au-dessus de la crête du barrage et l'érosion progresse jusqu'au noyau;
- de 0,9 à 1,4 heures: il n'y a plus de débordement en crête et l'eau s'écoule à travers la brèche. Elle se développe plus lentement dans le noyau. Cependant, pendant ce temps, le pied aval s'érode (formation du headcut);
- à 1,4 heure, l'érosion par l'aval rejoint le noyau. Celui-ci bascule et la brèche atteint presque instantanément le fond du barrage.

Les résultats sont très satisfaisants dans ce cas. Étant donné que le débit maximal est obtenu suite à la formation du Headcut, les résultats sont très sensibles à la teneur en eau du matériau en aval. Compte tenu de la variation possible de la teneur en eau du sol dans le cas d'une rupture de barrage, cette remarque vient limiter le côté prévisionnel du modèle.

### **3.2.3 Rupture du barrage Teton, États-Unis**

#### **3.2.3.1 Données**

Ce barrage, situé en haut de la vallée de la rivière Snake en Idaho a été construit dans les années 1970 de sorte à emmagasiner les eaux pour l'irrigation. La rupture du barrage Teton s'est produite en juin 1976. Onze personnes y ont trouvé la mort, plus de 25 000 personnes ont perdu leur maison et plusieurs villages et fermes ont été inondés. Au total, les dommages ont été estimés à 400 millions de dollars.

La brèche a été initiée par effet de renard. Le diamètre du trou créé par le renard a augmenté jusqu'à ce que la voûte supérieure du tunnel s'effondre. Une fois la voûte effondrée, la brèche s'est développée jusqu'au fond du barrage et principalement du côté gauche, car le côté droit était limité par la présence du roc en rive.

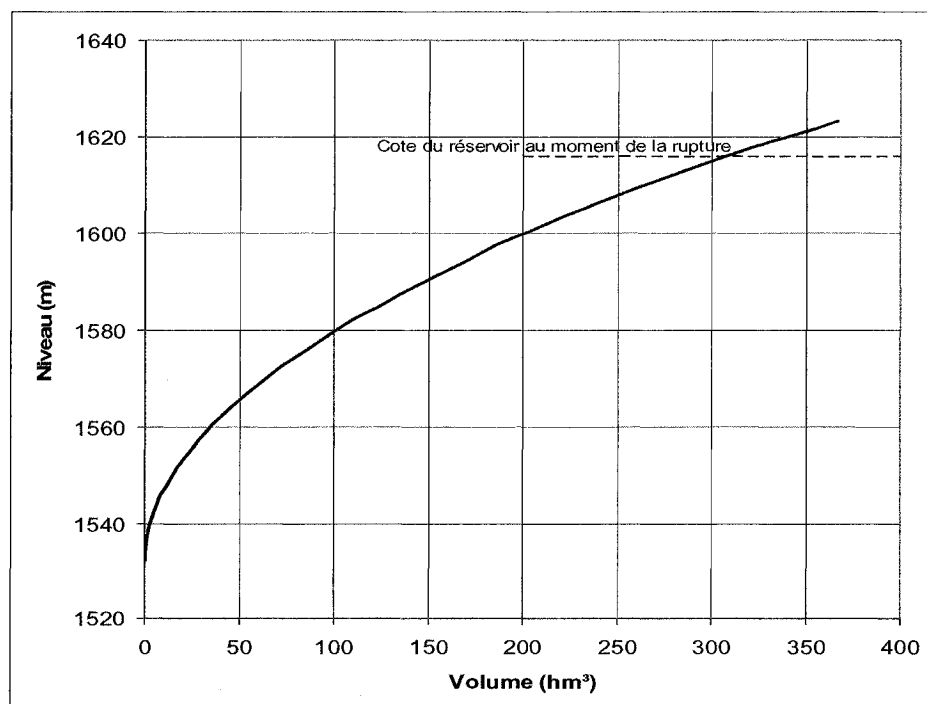
Le modèle AMBRE a été testé à partir de ce cas de rupture réelle, à partir du moment où la voûte créée par effet de renard s'est effondrée. La brèche initiale a donc pour largeur le diamètre du trou créé par le renard et le fond est posé au bas du trou de renard. À partir de ce moment, le processus se déroule comme le cas d'une brèche initiée par débordement.

Les données utilisées [Arthur (1977) et Balloffet et Scheffler (1982)] dans les simulations sont présentées au tableau 4.

**Tableau 4 Géométrie et propriétés géotechniques - Teton**

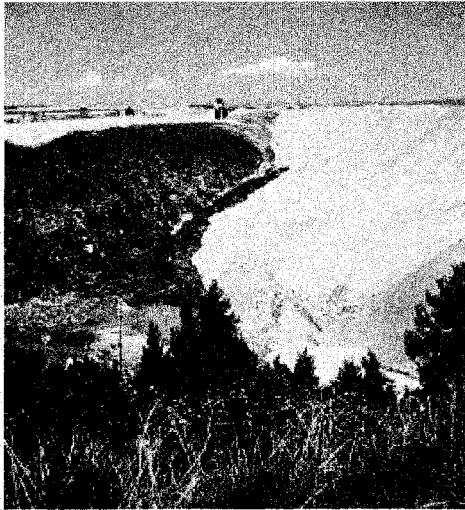
|                                       | Données                    |
|---------------------------------------|----------------------------|
| Élévation de la crête (m)             | 1625,61                    |
| Élévation du fond (m)                 | 1534,76                    |
| Largeur de la crête (m)               | 10,7                       |
| Longueur de la crête (m)              | 945                        |
| Largeur de la base (m)                | 520                        |
| Profondeur initiale de la brèche (m)  | 40                         |
| Largeur initiale de la brèche (m)     | 10                         |
| Diamètre moyen des sédiments D50 (mm) | 0,0001                     |
| Indice de plasticité                  | 5                          |
| Densité (kg/m <sup>3</sup> )          | 20                         |
| Teneur en eau (%)                     | 9                          |
| Cohésion (kPa)                        | 0                          |
| Angle de frottement (degrés)          | 30                         |
| Coefficient de Manning                | Équation de Paquier (2004) |

La courbe d'emmagasinement du réservoir est présentée à la figure 28:

**Figure 28. Courbe d'emmagasinement du réservoir de Teton**

Le phénomène de renard s'est initié lorsque le réservoir était à la cote 1595 m. Le volume de la retenue, au moment où s'est produite la rupture, est de  $186 \text{ hm}^3$ . Une quantité d'eau est évacuée par le renard avant que la voute ne s'effondre. Les photos qui ont été prises lorsque s'est produit l'évènement permettent d'observer que le niveau d'eau dans le réservoir baisse avant même que la voute ne s'effondre. Ceci permet de supposer que le débit évacué par le renard n'est pas négligeable. Aucune information précise n'a été obtenue sur le niveau d'eau exact au moment de la rupture. Pour les simulations, il est supposé que le niveau de l'eau au moment où débute le calcul de formation de brèche par submersion est de 1590 m, ce qui représente un abaissement de l'ordre de 5 mètres au droit du barrage.

Les figures suivantes illustrent la séquence de rupture:



1 - La rupture débute par un effet de renard, situé environ 9 m sous le niveau de la crête



3 - La brèche s'élargit alors en rive gauche car la rive droite est bloquée par la présence du roc

2 - Le tunnel s'élargit jusqu'à la crête



4 - La crête s'effondre et la brèche s'élargit



**Figure 29. Séquence de formation de brèche au barrage Teton**

### 3.2.3.2 Résultats

Dans les simulations, il est supposé que la brèche s'élargit seulement d'un côté, du fait de la présence du roc en rive droite qui a limité la formation de la brèche.

Ce test est effectué à partir des deux noyaux de calcul définis par le programme.

#### 3.2.3.2.1 Noyau de calcul #1

Dans le cas du premier noyau de calcul, les coefficients du taux d'arrachement des particules sont ceux définis pour un sol peu cohérent, soit  $k = 0,00022$  et  $a = 0,43$ .

La figure 30 présente les résultats:

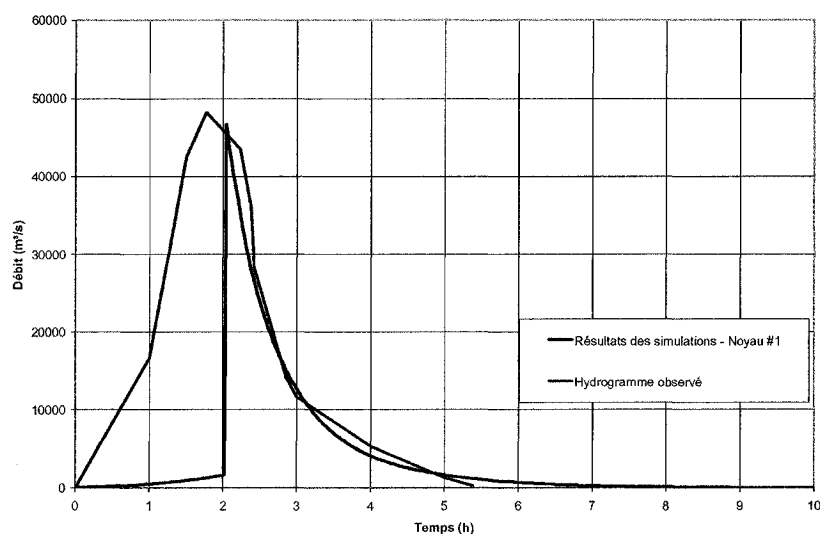


**Figure 30. Résultat des simulations – Teton – Noyau de calcul #1**

En terme de débits maximaux, les résultats sont satisfaisants. Le débit maximal est similaire à celui qui a été estimé et il se produit au même moment (environ 2 heures après l'initiation de la brèche). En observant l'hydrogramme de rupture

montré à la figure 30, on peut remarquer l'augmentation soudaine de débit à travers la brèche. Ceci est dû à la modélisation paramétrique du phénomène de Headcut, qui fait en sorte que lorsque le fond de la brèche a rejoint l'avancement de l'érosion du pied aval, le fond de la brèche rejoint instantanément les fondations. Cette remarque est importante car elle indique l'influence que joue la teneur en eau dans le sol au moment de la rupture. Les travaux de Hanson (2004) basent le calcul du taux d'avancement du headcut en fonction de la teneur en eau du sol, selon les équations 2.16 et 2.17.

Pour obtenir l'hydrogramme présenté à la figure 30, la teneur en eau est fixée à 9 %. Lorsque la teneur en eau est plus élevée, l'érosion du pied aval s'effectue plus lentement donc le moment où l'érosion du pied aval rejoint le fond de la brèche est retardé. Le débit maximum s'obtient plus tard, lorsque le pied aval a rejoint le fond de la brèche. Lorsque la teneur en eau est à 15%, ce débit maximum se produit à 6,5 heures, soit plus de 4 heures après le moment observé et le débit maximum n'est alors plus que de 13 600 m<sup>3</sup>/s, ce qui est dû au fait que le niveau d'eau dans le réservoir a beaucoup diminué. À noter que dans la réalité, le phénomène d'érosion du pied aval a débuté au moment où le phénomène de renard s'est initié, alors que ce phénomène est pris en compte dans les calculs qu'à partir du moment où les simulations débutent, soit lorsque la voûte s'effondre.

#### ***3.2.3.2.2 Noyau de calcul #2***

Les simulations ont aussi été menées à partir du second noyau de calcul. Tel qu'il a été présenté plus tôt, les coefficients d'érosion sont différents, de même que la contrainte appliquée sur le sol.

Deux hydrogrammes ont été générés en utilisant différentes valeurs de  $k_d$ . Selon les valeurs recommandées, ce coefficient doit se situer entre 0,007 et 0,029. La

figure 31 présente les résultats. La courbe verte illustre les résultats avec  $k_d = 0,007$ . Le débit maximum est plus élevé et la rupture se fait plus rapidement. Une autre simulation a été effectuée avec  $k_d = 0,001$  et le débit maximum était similaire à ce qui est estimé.

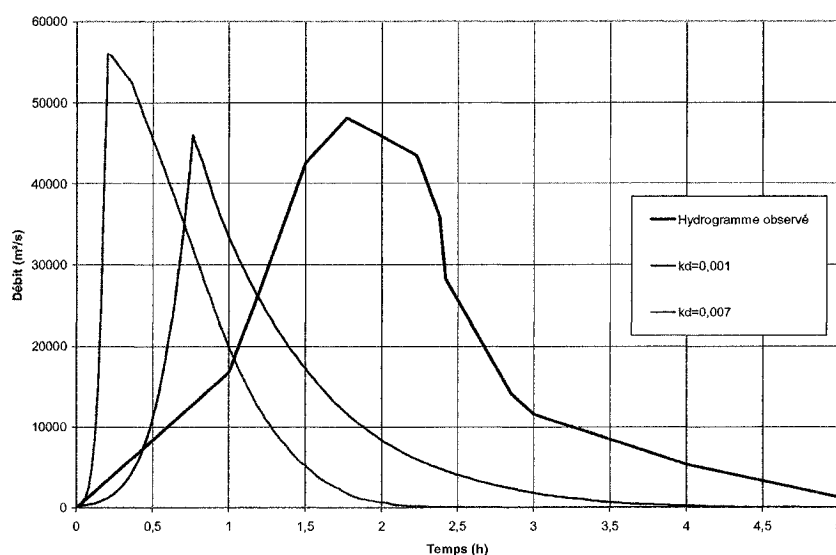


**Figure 31. Résultat des simulations – Teton – Noyau de calcul #2**

Avec le second noyau de calcul, la brèche se forme beaucoup plus vite qu'avec le noyau de calcul #1. Avec le coefficient  $k_d$  fixé à 0,07, la rupture se fait en 15 minutes alors qu'il a été estimé qu'elle s'est produite en 2 heures. L'hydrogramme observé débute au moment où le renard est initié. Dans ce cas, le fait d'initier la brèche seulement lorsque la voûte s'effondre devrait décaler l'hydrogramme dans le temps. En décalant l'hydrogramme de 1 heures pour  $k_d = 0,001$  et de 1,5 heures pour  $k_d = 0,07$ , on obtient l'hydrogramme de la figure 32.

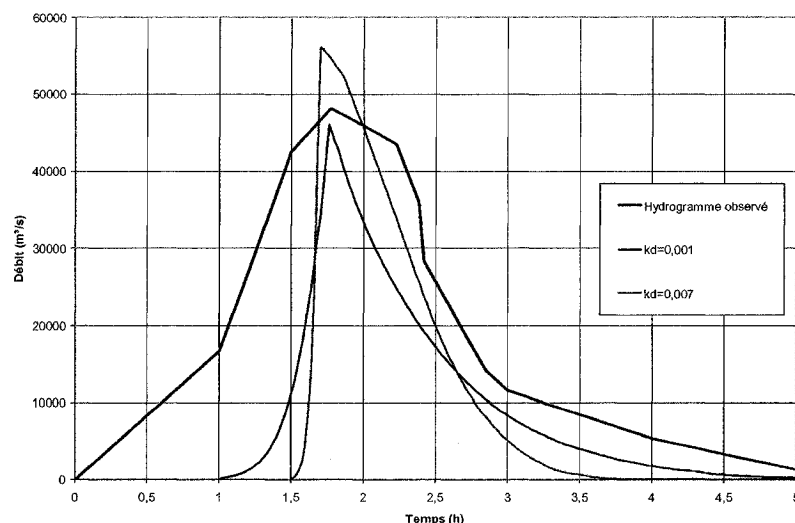


Figure 32. Résultat des simulations – Teton – Noyau de calcul #2 – Décalage

Les résultats sont donc satisfaisants. Ils confirment cependant le fait que le modèle est plus adapté pour retracer un événement qu'à titre prédictif. C'est essentiellement cette remarque qui a mené à la nécessité de procéder à une étude de sensibilité.

### 3.3 Comparaison avec la pratique

Dans la pratique, le calcul d'un hydrogramme de brèche est souvent simplifié. Certains utilisent des critères préétablis quand à la largeur maximale de la brèche et le temps de formation de cette dernière. Au Québec, il est, par exemple, pratique courante de considérer que la brèche doit avoir, au minimum, quatre fois la hauteur maximale du barrage et se forme dans la partie la plus profonde de la vallée. Les pentes des parois latérales sont de 1V:1H pour un barrage en enrochements et elles sont verticales dans le cas d'ouvrages en béton. Le temps de

formation de la brèche est de 30 minutes pour un ouvrage en enrochement et de 6 minutes pour un ouvrage en béton. Ces critères ont été obtenus suite à un inventaire des ruptures historiques qui se sont produites dans le monde entier, en conservant une marge sécuritaire. Dans d'autres pays, la façon de faire est parfois différente. En France, par exemple, le temps de formation de la brèche est instantané et il est supposé que l'effacement est total donc que la brèche se forme sur tout l'ouvrage. Cette façon de faire est essentiellement basée sur des observations de rupture historiques, comme celle de Malpasset.

La rupture du barrage Banqiao a été utilisée pour comparer les résultats obtenus avec AMBRE, les résultats observés et les résultats issus des règles de l'art telles que définies dans la pratique québécoise.

Selon les critères fixés par les règles de l'art au Québec, le temps de formation de la brèche est de 0,5 heures pour un barrage de ce type. La largeur finale maximale de la brèche est égale à 4 fois la hauteur de l'ouvrage et que les pentes des parois latérales de la brèche sont de 1V:1H.

Selon les données fournies au tableau 3, la cote de la crête est à 116,34 m. Les fondations reposent à la cote 74,5 m et le sol se situe à 91,84 m. La hauteur maximale du barrage, donc par rapport aux fondations est de 41,84 m. Dans la pratique, avec le soucis de demeurer sécuritaire, il est supposé que le fond de la brèche rejoint le roc, donc atteint le bas des fondations, même si le terrain naturel est plus élevé. Ceci peut être discutable dans certains cas, si le terrain naturel est très plat sur une bonne longueur en aval mais dans la vallée principale d'un cours d'eau, qui présente habituellement une certaine pente, il est pratique courante de considérer que le fond de la brèche rejoint les fondations. Dans ce cas, la largeur maximale de la base de la brèche est égale à quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage, soit 167,36 mètres. Comme il s'agit d'un ouvrage en enrochement, les

pententes des parois latérales de la brèche sont de 1V:1H et le temps de formation est de 30 minutes.

À partir de ces données, il est possible de procéder à un laminage statique dans le réservoir, en considérant la courbe d'emmagasinement du réservoir et la forme finale de la brèche. Le développement de la brèche s'effectue linéairement dans le temps, en terme d'abaissement du fond et d'élargissement des parois latérales de la brèche.

L'hydrogramme obtenu est présenté à la figure 33.

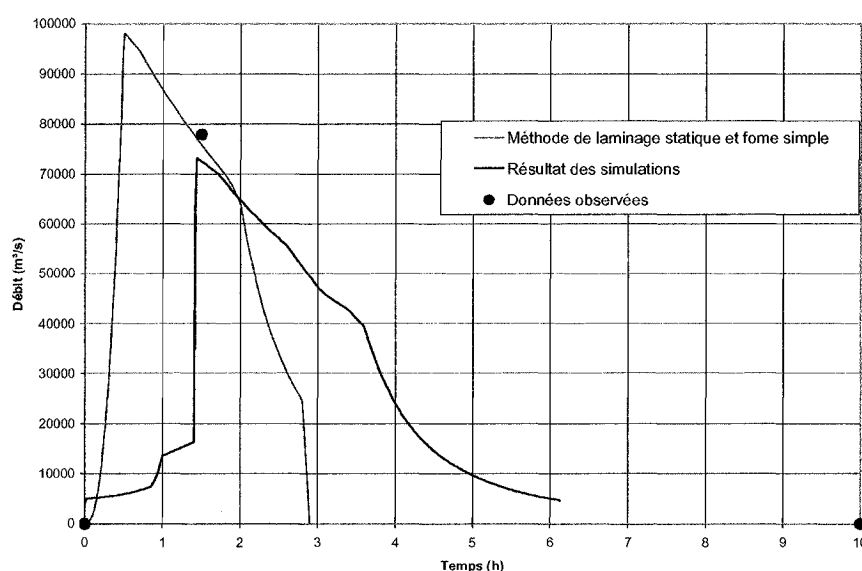


**Figure 33. Comparaison entre les hydrogrammes observé, calculé par le modèle et calculé par laminage statique avec une forme simplifiée de brèche**

Cet hydrogramme permet d'observer que la brèche simplifiée selon des critères préétablis fournit des résultats très pessimistes par rapport à ce qui a été observé. Le débit maximal est de 98 000 m³/s, ce qui dépasse le débit maximal observé de

37 % et le temps de développement de la brèche est de 30 minutes au lieu de une heure trente, ce qui est trois fois plus rapide.

### **3.4 Prédiction d'une rupture**

Dans le but de prévenir la population en aval des barrages, les propriétaires de barrage se doivent de définir la zone maximale d'inondation ainsi que les caractéristiques de l'onde de submersion en cas de rupture de barrage. En l'absence de modèle suffisamment fiable dans le domaine, la brèche est définie arbitrairement suivant des règles préétablies de sorte à être sécuritaire.

Le modèle a fait l'objet d'une série de tests à partir d'un barrage existant, qui n'a pas connu de rupture et qui ne présente aucun signe de défaillance. Le cas d'application choisi est le barrage Pamouscachiou 1 situé sur le pourtour du réservoir Pipmuacan et appartenant à Hydro-Québec.

Le réservoir Pipmuacan, qui retient les eaux nécessaires à l'exploitation de la centrale Bersimis 1, contient un volume de 14 000 hm<sup>3</sup> et une réserve utile de 7 000 hm<sup>3</sup> au niveau maximal d'exploitation. La présence d'un point haut dans le réservoir limite le volume d'eau qui peut être évacué à travers le barrage Pamouscachiou 1. En tenant compte de cette caractéristique, le volume retenu en amont du barrage est de 3 500 hm<sup>3</sup> au niveau maximal d'exploitation et de 7 000 hm<sup>3</sup> au niveau de la crête du barrage. Le volume d'emmagasinement retenu en arrière du barrage Pamouscachiou 1 est présenté sur la figure 34.

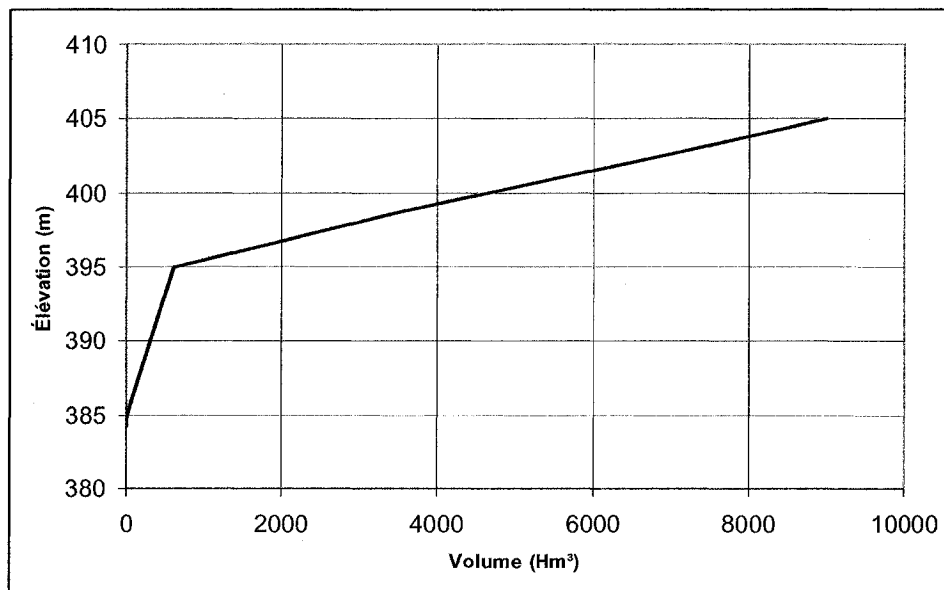


**Figure 34. Courbe d'emmagasinement du réservoir Pipmuacan**

La crête du barrage est à la cote 402,64 m et le fond se situe à 380 mètres. La hauteur maximale de l'ouvrage est de 22,64 mètres. La longueur en crête du barrage est de 683 mètres. Ce barrage est composé d'un noyau. La photo suivante présente le barrage:



**Figure 35. Barrage Pamouscachiou 1**

### 3.4.1 Règles de l'art

Ce barrage a récemment fait l'objet d'une étude afin de connaître les conséquences qui pourraient survenir en cas de rupture. La méthode est celle mentionnée plus haut. Compte tenu des propriétés du remblai, il est supposé que la largeur maximale de la brèche est égale à 4 fois la hauteur de l'ouvrage, soit 90,6 m et qu'elle se développe en 30 minutes. Le fond de la brèche est placé à la cote 384,2 m. Les joues des parois latérales de la brèches sont de 1V:1H. La figure 36 illustre la brèche retenue.

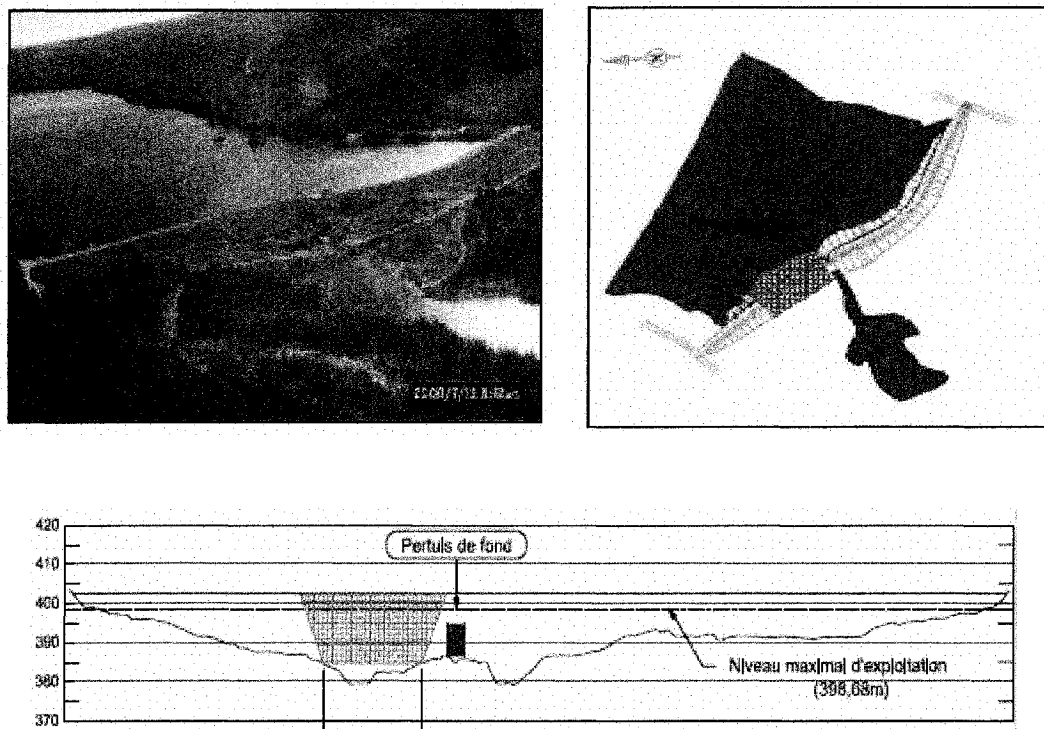


Figure 36. Brèche définie selon les règles de l'art – Barrage Pamouscachiou 1

La figure 37 illustre les résultats obtenus avec cette brèche.

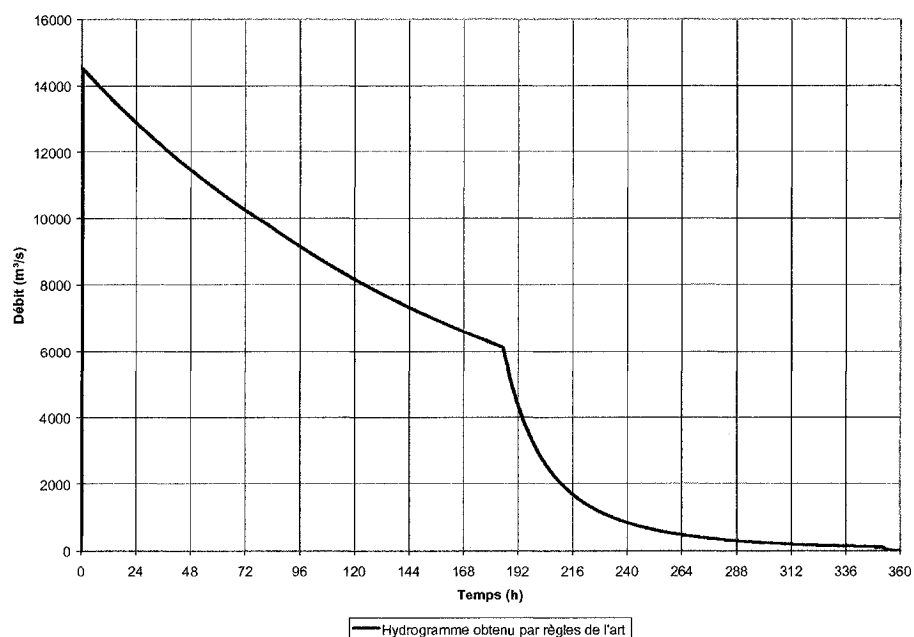


**Figure 37. Hydrogramme obtenu à partir de la brèche définie selon les règles de l'art**

Le débit maximal à la brèche est de  $14\,500\text{ m}^3/\text{s}$  et est obtenu en 30 minutes. Compte tenu du volume d'emménagement du réservoir, la vidange s'effectue très lentement. Après 24 heures, le débit qui s'écoule à travers la brèche est encore de  $13\,000\text{ m}^3/\text{s}$ . Le débit est réduit de moitié seulement 6 jours après la rupture. Le changement de pente qui s'observe environ 8 jours après la rupture correspond au point de coupure de la courbe d'emménagement, soit lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint la cote 395 mètres. La vidange du réservoir est complétée en 15 jours.

### 3.4.2 Résultats à partir du modèle

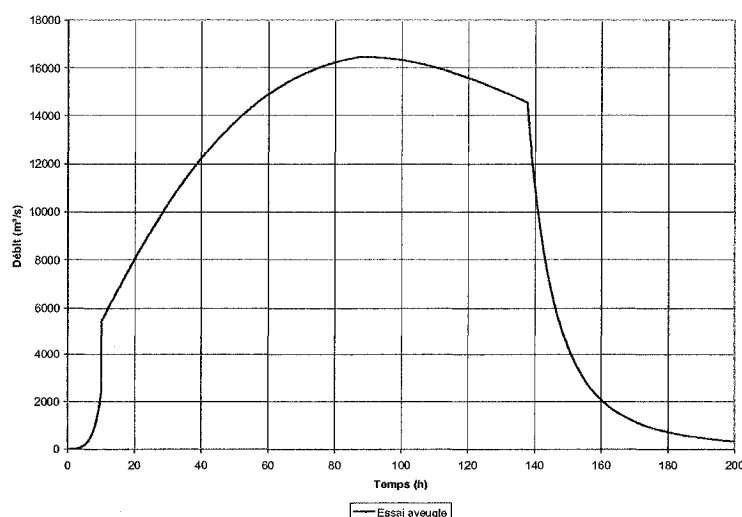
Le programme a été testé à partir des données présentées au tableau 5:

**Tableau 5. Géométrie et propriétés géotechniques – Pamouscachiou 1**

|                                       | Noyau                      | Données |
|---------------------------------------|----------------------------|---------|
| Élévation de la crête (m)             | 401,14                     | 402,64  |
| Élévation du fond (m)                 | 384,2                      | 384,2   |
| Largeur de la crête (m)               |                            | 6       |
| Longueur de la crête (m)              |                            | 683     |
| Largeur de la base (m)                |                            | 500     |
| Profondeur initiale de la brèche (m)  |                            | 0,1     |
| Largeur initiale de la brèche (m)     |                            | 1       |
| Diamètre moyen des sédiments D50 (mm) | 0,0001                     | 0,0001  |
| Indice de plasticité                  | 10                         | 5       |
| Densité (kg/m <sup>3</sup> )          | 20                         | 20      |
| Teneur en eau (%)                     | 15                         | 15      |
| Cohésion (kPa)                        | 10                         | 1       |
| Angle de frottement (degrés)          |                            | 30      |
| Coefficient de Manning                | Équation de Paquier (2004) |         |

Compte tenu des propriétés du sol, les coefficients d'érosion utilisés pour le remblai correspondent à un sol peu cohérent, soit  $a = 0,43$  et  $k = 0,00022$ . Pour le noyau, les coefficients d'érosion choisis correspondent à un sol cohérent soit  $a = 0,91$  et  $k = 0,000086$ .

La figure 38 présente les résultats obtenus pour ce sol.

**Figure 38. Résultats des simulations – Essai à l'aveugle – Pamouscachiou 1**

Le débit maximal à la brèche est de 16 500 m<sup>3</sup>/s, ce qui représente une différence de l'ordre de 15 % par rapport à la valeur prédite selon les règles de l'art. Cependant, la brèche se forme très lentement, et ce débit survient plusieurs jours après l'initiation de la brèche. On comprend aisément que la procédure de mise en place des mesures d'urgence sera très différente dans un cas ou dans l'autre.

Il a été constaté que le coefficient de Manning, tel que défini à partir de l'équation de Paquier (2004) est très faible pour ce type de sol. En effet, pour un diamètre moyen des particules de 0,0001 m, soit 0,1 mm, représentatif de la granulométrie de la digue, le coefficient de Manning est égal à 0,01, ce qui est très faible par rapport aux valeurs habituellement considérées. Une autre simulation a donc été faite avec un diamètre moyen des particules de 0,001 m, ce qui est encore représentatif de la granulométrie, selon les valeurs fournies par Hydro-Québec. Le coefficient de Manning devient alors égal à 0,02. La figure 39 présente les résultats.

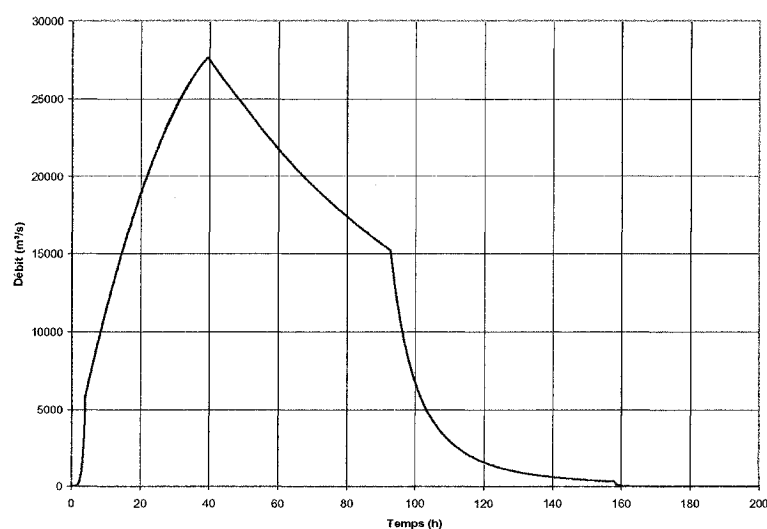


**Figure 39. Résultats des simulations – Manning = 0,02 – Pamouscachiou 1**

Le débit maximal est de 27 000 m<sup>3</sup>/s, ce qui représente une augmentation de 40 % du débit obtenu avec un coefficient de Manning de 0,01. Le temps d'obtention de ce débit est diminué de moitié par rapport aux simulations précédentes.

La brèche se développe très vite. En observant la coupe type au droit du barrage présentée à la figure 40, on remarque que le fond de la brèche est limité à une largeur maximale de l'ordre de 150 mètres à la cote 384,2 m.

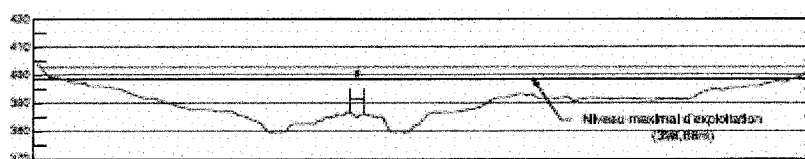


Figure 40. Profil longitudinal du roc au droit du barrage Pamouscachiou 1

À ce stade de développement, le modèle permet de prendre en compte la géométrie au droit du barrage de manière simplifiée: le barrage est modélisé par la longueur et la cote de sa crête ainsi que la largeur et la cote du fond. Lorsque la largeur du fond de la brèche atteint la largeur du fond du barrage, le modèle suppose que la brèche a atteint ses dimensions maximales. Dans la réalité, si le niveau d'eau est suffisamment élevé, l'érosion continuerait à progresser le long des rives en suivant le profil du roc. Il serait donc primordial, dans le but de prédire un évènement, que le modèle permette de considérer le profil du roc au droit du barrage et que l'érosion puisse se poursuivre le long du roc sur les rives.

Une dernière simulation a été effectuée avec une largeur maximale du fond de la brèche limitée à 150 mètres, puisque le fond de la brèche imposé au modèle est à la cote 384,2 m. Deux essais ont été effectués, avec des coefficients de Manning de 0,02 et 0,04. La figure 41 présente les résultats.

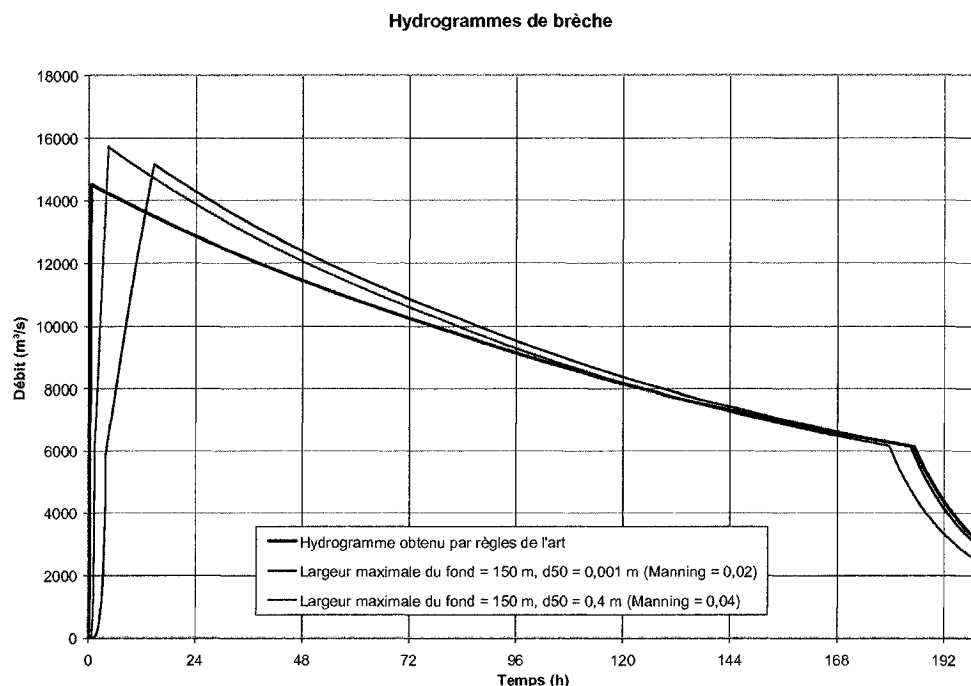


**Figure 41. Résultats des simulations – Largeur maximale = 150 m, Manning = 0,02 et 0,04 – Pamouscachiou 1**

Cette figure permet de constater qu'en limitant la section de la brèche selon le profil du roc, l'influence du coefficient de Manning est très diminuée. En terme de pointe du débit maximal, les valeurs sont très proches et le coefficient de Manning joue essentiellement sur le temps. Le temps d'obtention du débit maximal est de 15 heures pour un coefficient de Manning de 0,02 et de 5 heures pour un coefficient de Manning de 0,04. Dans tous les cas, l'exemple illustre le fait que le temps de formation de la brèche, imposé à 30 minutes est très court. Il s'approche plus du temps attendu dans le cas d'un barrage construit en matériaux tout-venant.

## **Chapitre 4 : Étude de sensibilité**

Les différents tests cités au chapitre 3, effectués à partir de cas réels, ont montré que les résultats étaient sensibles à plusieurs paramètres et pouvaient être fortement influencés par la modification d'une ou plusieurs valeurs. Ceci a donc fait ressortir la nécessité de procéder à une étude de sensibilité dans le but d'évaluer l'influence de chacune des données entrées au modèle. Le chapitre suivant présente l'étude de sensibilité menée dans le but de tester le modèle quant à sa validité et sa robustesse face à différentes incertitudes probables sur certains paramètres.

L'étude a été effectuée en modifiant un seul paramètre à la fois, en comparant le résultat obtenu suite à la modification, avec celui de la simulation initiale. Elle a porté sur les paramètres dont les valeurs ne sont généralement pas connues et sont souvent estimées arbitrairement. Leur précision dépend alors du jugement de l'ingénieur et de son expérience. De plus, lorsque les données sont disponibles, elles ne sont pas toujours fiables. En effet, la mesure d'un paramètre en un point donné n'est pas forcément représentative de l'ensemble du barrage. La valeur mesurée peut également varier entre le moment où la mesure a été effectuée et le moment où s'est produite la rupture.

Les paramètres qui ont été testés dans le cadre de l'étude de sensibilité sont:

- le coefficient de Manning;
- la densité du sol;
- l'indice de plasticité du sol;
- le diamètre moyen ( $d_{50}$ ) des particules du matériau de remblai;
- le poids volumique du sol;

- la teneur en eau du sol;
- l'angle de frottement interne du sol;
- la forme initiale de la brèche (largeur et hauteur);
- les coefficients d'érosion  $k$  et  $a$ .

Étant donné que les valeurs des coefficients  $k$  et  $a$ , utilisés dans l'équation du taux d'arrachement des particules (équation 2.7), varient selon la cohésion du sol, il a été choisi de tester différents paramètres selon le type de sol défini par  $k$  et  $a$ . Trois séries de tests ont été menées, soit pour des sols non cohérents, peu cohérents et hautement cohérents.

L'ensemble des calculs de l'étude de sensibilité sont effectués à partir du noyau de calcul #1.

Dans le but de ne pas faire intervenir de paramètres externes à l'étude de sensibilité proprement dite, il a été décidé de travailler à partir d'un réservoir fictif dont le volume d'emménagement est suffisamment important pour ne pas influencer le résultat. Cette précaution a pour but de s'assurer que le résultat dépend uniquement du processus d'érosion et non pas des caractéristiques de la réserve. La hauteur du barrage est fixée à 25 mètres.

La courbe d'emménagement est montrée sur la figure 42 et le tableau 6 donne les valeurs utilisées.

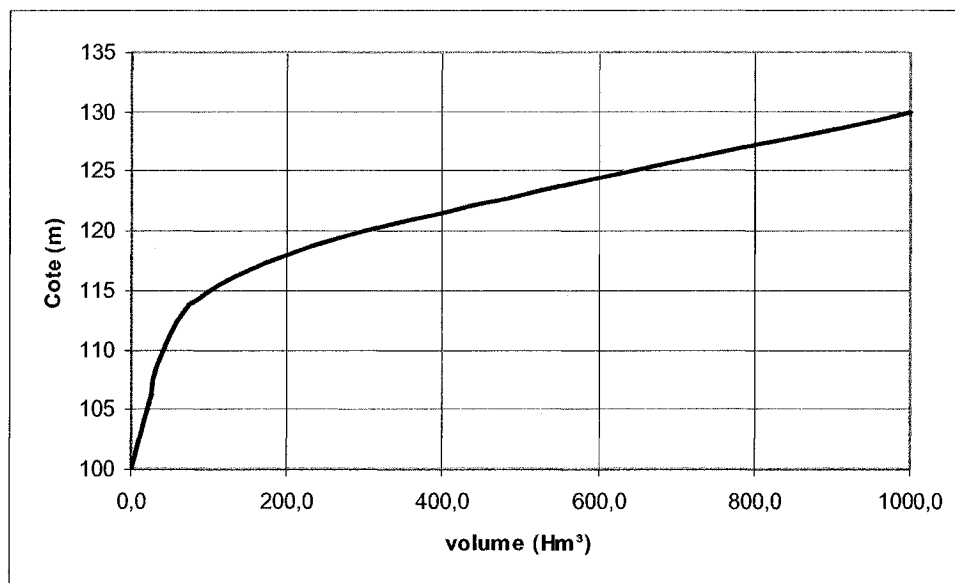


**Figure 42. Courbe d'emmagasinement**

**Tableau 6. Données utilisées**

| Données utilisées                 |         |
|-----------------------------------|---------|
| Volume initial à la rupture (Hm³) | 600     |
| Élévation de la crête (m)         | 125     |
| Élévation des fondations (m)      | 100     |
| Largeur de la crête (m)           | 5       |
| Longueur de la crête (m)          | 1000    |
| Longueur de la base (m)           | 500     |
| Pente amont et aval du barrage    | 1 V :2H |

## 4.1 Sol non cohérent

Pour un sol non cohérent, les coefficients recommandés par Mc Whorter et al. (1968) sont  $k=0,00324$  et  $a=1,3$ .

#### 4.1.1 Coefficient de Manning

Le coefficient de Manning est utilisé dans le calcul de la ligne d'énergie  $S_f$  qui permet de déterminer la contrainte effective appliquée sur le sol, selon les équations suivantes :

$$\bullet \quad S_f = \frac{n^2 v^2}{R_h^{4/3}} \quad (2.9)$$

$$\bullet \quad \tau = \gamma H S_f. \quad (2.8)$$

Ainsi, la contrainte effective est directement proportionnelle au carré du coefficient de Manning. Compte tenu de cette équation, avant toute simulation, on peut anticiper que plus le coefficient de Manning est grand, plus la contrainte effective est grande et donc plus l'érosion se produira rapidement.

Le coefficient de Manning initial est fixé à 0,015. Trois tests ont été effectués avec différentes valeurs du coefficient de Manning, dans un intervalle raisonnable :

–  $n=0,017$ , ce qui correspond à l'équation de Paquier (2004):

$$n = \frac{d_{50}^{1/6}}{21} \text{ avec } d_{50}=2 \text{ mm}; \quad (2.10)$$

–  $n=0,02$  ;

–  $n=0,03$ .

La figure 43 présente les résultats obtenus pour différents coefficients de Manning.

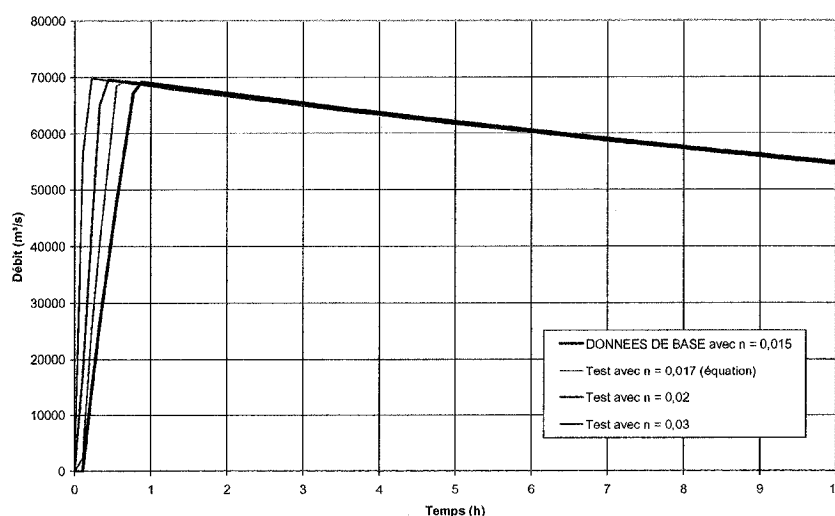


**Figure 43. Tests sur l'influence du coefficient de Manning (n)**

Avec un coefficient de Manning initial fixé à 0,015, le débit est maximal à 0,88 heure et sa valeur est de 69 277 m<sup>3</sup>/s. Pour un coefficient de Manning de 0,03, le débit maximal est de 69 845 m<sup>3</sup>/s et se produit à 0,22 h.

Ainsi, le débit maximal varie très peu (moins de 1 %) et le temps du niveau maximal diminue du quart de sa valeur initiale lorsque le coefficient de Manning est fixé à 0,03. Tel qu'il était possible d'anticiper suite à l'analyse des équations, l'analyse de sensibilité a démontré que plus le coefficient de Manning augmente, plus le temps d'obtention du débit maximal diminue, c'est à dire que la rupture se fait de plus en plus rapidement.

#### **4.1.2 Diamètre moyen du matériau de remblai**

Dans le cadre d'un matériau non cohérent, la valeur du diamètre moyen des particules du matériau de remblai est utilisée dans le calcul de la contrainte de cisaillement critique du sol, selon l'équation 2.11 [Gessler (1971)] :

$$\tau_c = 0.05(\gamma_s - \gamma)d_{50} \quad (2.11)$$

La contrainte de cisaillement critique du sol est donc directement proportionnelle au diamètre moyen des particules. De plus, le diamètre moyen des particules est utilisé dans l'équation 2.10 utilisée pour définir le coefficient de Manning [Paquier (2004)].

Le diamètre moyen initial est fixé à 2 mm. La contrainte de cisaillement critique du sol est de 1,47 kPa. Le débit maximal, obtenu avec AMBRE, est de 69 277 m<sup>3</sup>/s et survient à 0,88 heures, tel que montré à la figure 44.

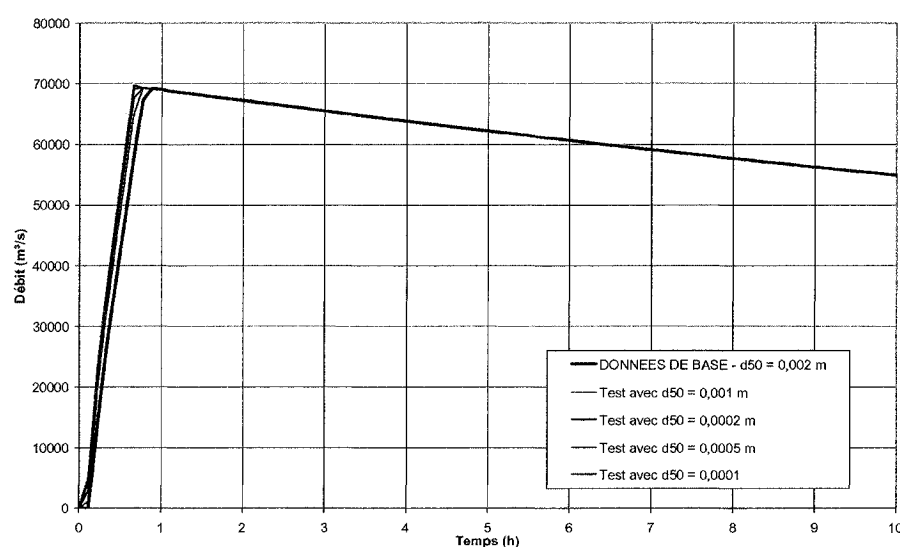


**Figure 44. Tests sur l'influence du diamètre moyen des particules ( $d_{50}$ )**

Lorsque le diamètre moyen est plus gros que 2 mm, la rupture ne se produit pas car la contrainte effective demeure inférieure à la valeur critique du sol.

En divisant le diamètre moyen des particules par 2 ou par 10, le débit maximal demeure sensiblement identique tandis que le temps d'obtention du débit maximal est diminué de 0,1 h. Tant que la rupture s'initie, l'impact de la taille des particules est donc mineur. Ce résultat est compréhensible par le fait qu'une fois la rupture initiée, la contrainte de cisaillement critique du sol devient négligeable comparativement aux valeurs de la contrainte effective appliquée sur le sol.

### 4.1.3 Angle de frottement interne du sol

L'angle de frottement initial est de 30 degrés. Deux tests ont été effectués, avec des angles de 20 et 40 degrés, dont les résultats sont montrés à la figure 45.

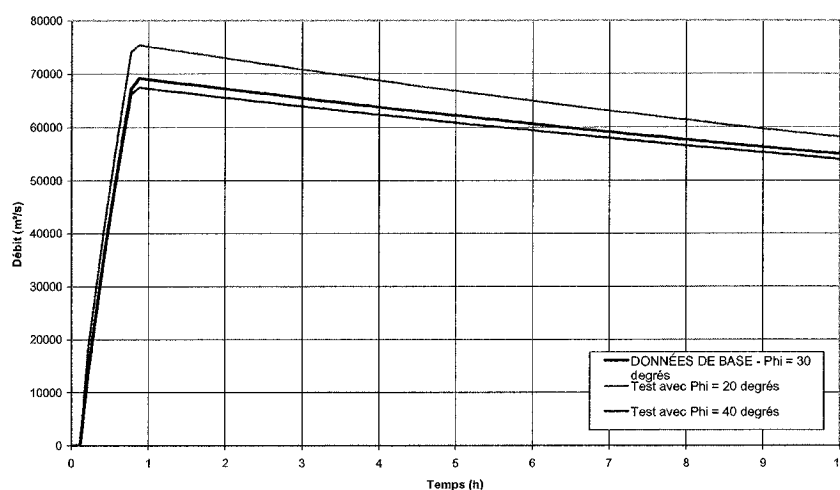


Figure 45. Tests sur l'influence de l'angle de frottement interne du matériau (Phi)

L'angle de frottement interne joue un rôle significatif dans le calcul de stabilité des pentes des parois latérales de la brèche. Lorsque l'angle est égal à 30 degrés, les pentes des parois de la brèche sont de 1V : 0,35H. Le débit maximal est de 69277 m³/s et est obtenu à 0,88 heures. Lorsque l'angle de frottement du sol est

diminué à 20 degrés, les pentes des parois latérales de la brèche deviennent de 1V : 0,18H. Le débit maximal augmente à 75 478 m<sup>3</sup>/s, ce qui représente une augmentation de 9 % mais le temps demeure inchangé. Lorsque l'angle est de 40 degrés, les pentes sont de 1V : 0,5H. Le temps d'obtention du niveau maximal est identique mais le débit maximal diminue à 67 473 m<sup>3</sup>/s, soit de 2,6 %.

#### **4.1.4 Densité, poids volumique et indice de plasticité**

La densité initiale du sol est de 2,5. Un test avec 2 et un autre avec 3 ont été effectués. Tout comme le diamètre moyen des particules, la densité a un impact dans le calcul de la contrainte de cisaillement critique du sol. Lorsque la densité est de 3, aucune rupture n'est entraînée car la contrainte effective demeure inférieure à la contrainte de cisaillement critique du sol. Lorsque la densité est de 2, le débit maximal est sensiblement identique mais il est obtenu 6 minutes avant le cas de référence.

Le poids volumique du sol entre en compte dans le calcul des parois latérales de la brèche par les abaques de Michalovski (2002). Les tests ont montré que l'influence du poids volumique du sol était mineure pour ce type de matériau, compte tenu de la rapidité de la formation de la brèche.

L'indice de plasticité n'est pas utilisé dans le calcul lorsque le sol n'est pas cohérent.

#### **4.1.5 Teneur en eau du sol**

La teneur en eau du sol est utilisée dans le calcul du headcut, selon la formule suggérée par Hanson (2004). Lorsque le sol est purement non cohérent, la rupture se produit trop vite et le phénomène d'érosion du pied aval n'a pas le temps d'être

observé. Ainsi, dans ce cas, aucune différence n'est observée selon les différentes teneurs en eau (variant entre 10 et 50 %).

#### 4.1.6 Forme initiale de la brèche

La brèche a pour largeur initiale 1 mètre et pour profondeur 0,5 mètre.

Le fait de faire varier la largeur initiale à 10 mètres ou d'approfondir le fond de la brèche à 1 m n'influence quasiment pas les résultats maximaux. La figure 46 illustre les résultats.

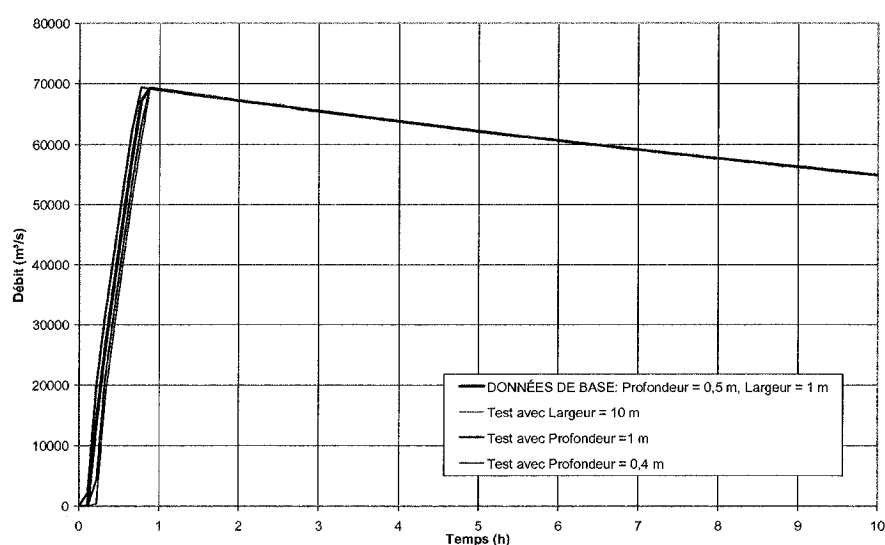


Figure 46. Test sur l'influence de la forme initiale de la brèche

Lorsque l'on approfondit la brèche, la charge hydraulique est plus grande, ce qui a pour effet direct d'augmenter la contrainte effective appliquée sur le fond. Ainsi, le processus s'initie plus rapidement.

#### 4.1.7 Conclusion

L'analyse de sensibilité de ces paramètres a fait ressortir le fait que le programme était robuste dans le cas d'un sol purement non cohérent. Une fois que la rupture s'initie, les résultats, en terme de débit maximal et de temps, sont très consistants.

Essentiellement, il faut retenir que les paramètres qui ont le plus d'impact sont le coefficient de Manning et l'angle de frottement interne du sol:

- Le coefficient de Manning joue un rôle dans le temps de formation de la brèche: plus le Manning augmente, plus le processus d'érosion se fait rapidement;
- L'angle de frottement interne du sol a surtout un impact sur l'amplitude du débit maximal: plus l'angle de frottement interne est bas, plus le débit maximal est élevé car l'élargissement se fait de manière plus marquée lorsque l'angle de frottement interne est bas.

## 4.2 Sol peu cohérent

Pour un sol peu cohérent, dont l'indice de plasticité est compris entre 1 et 5, Chen et Anderson (1986) recommandent les coefficients d'érosion suivants:  $k=0,00022$  et  $a=0,43$ . La valeur de la cohésion initiale est fixée égale à 1. L'hydrogramme obtenu est montré à la figure 47.

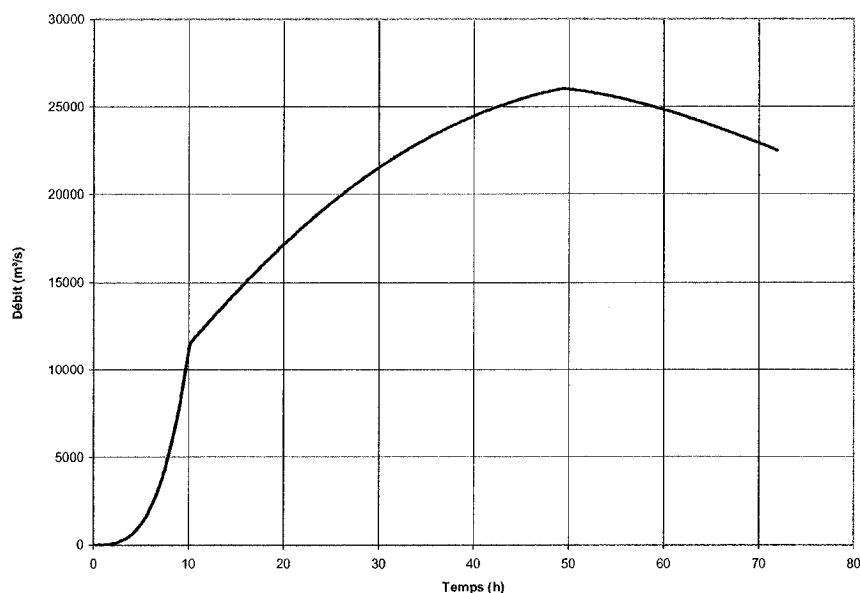


**Figure 47. Hydrogramme obtenu pour un sol peu cohérent**

Le débit maximal est de  $26\,042\text{ m}^3/\text{s}$  et survient à 49,4 heures. La courbe présente une courbure exponentielle lors des 10 premières heures mais le débit croît moins rapidement à partir de ce moment là. Ce phénomène est dû au fait que la brèche a atteint le fond du barrage et que par conséquent, seule la largeur continue à croître.

#### **4.2.1 Coefficient de Manning**

Les mêmes tests effectués pour les sols non cohérents ont été menés sur le coefficients de Manning, soit avec les valeurs  $n=0,017$ ,  $0,02$  et  $0,03$ . Les résultats obtenus pour les sols peu cohérents sont montrés à la figure 48.

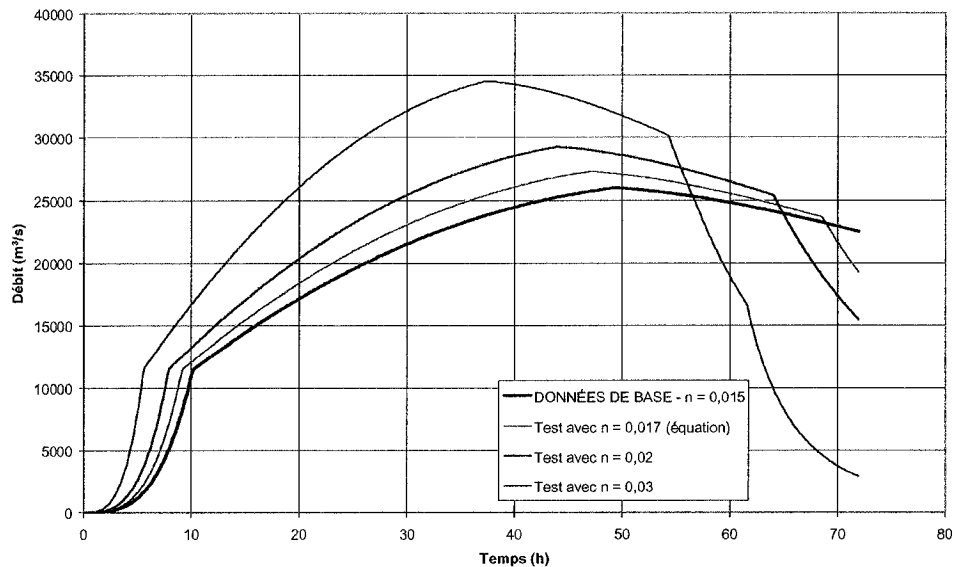


**Figure 48. Tests sur l'influence du coefficient de Manning (n)**

Dans le cas d'un sol peu cohérent, le coefficient de Manning a une influence non négligeable sur les résultats. Dans un intervalle assez réaliste pour le coefficient de Manning (entre 0,015 et 0,03), le débit maximal passe de 25 000 à 35 000 m³/s, ce qui représente une augmentation de l'ordre de 40 % tandis que les temps d'obtention du débit maximal sont diminués de près de 25 %.

#### **4.2.2 Angle de frottement interne du sol**

L'angle de frottement interne,  $\Phi$  joue un rôle significatif dans le calcul de stabilité des pentes de joues de la brèche. Lorsque l'angle de frottement augmente à 40 au lieu de 30, le débit de pointe et le temps d'obtention de ce dernier sont sensiblement identiques. Par contre, lorsqu'il est diminué à 20 degrés, le débit maximal augmente et surtout, le temps d'obtention de ce débit diminue. Le fond de la brèche est atteint au même moment mais le débit est plus grand qu'avec

l'angle de 30 degrés. Ceci s'explique par le fait que les joues de la brèche sont plus inclinées et donc que la section de contrôle est plus grande.

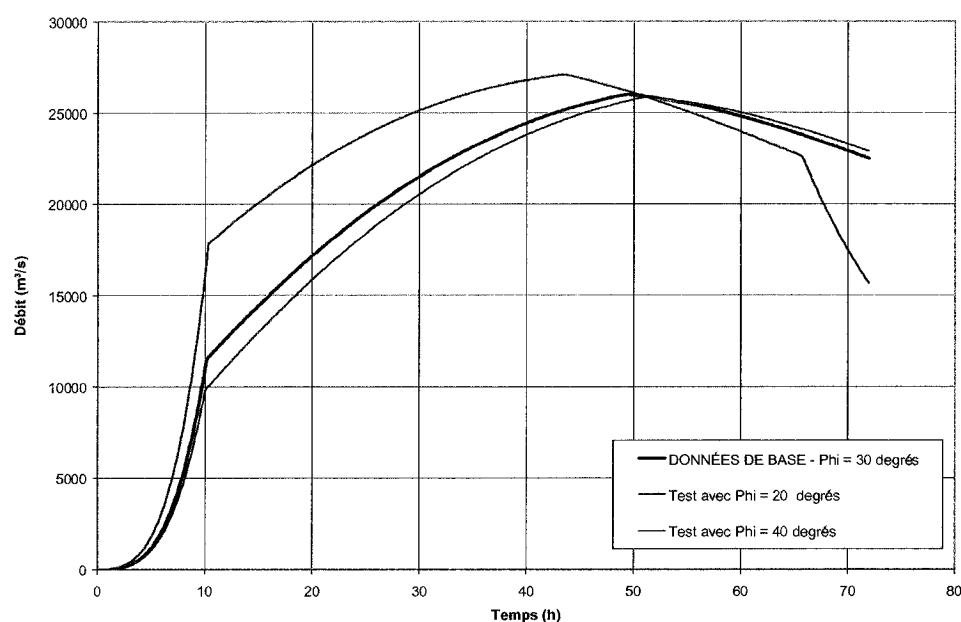


Figure 49. Tests sur l'influence de l'angle de frottement interne du sol (Phi)

#### 4.2.3 Diamètre moyen du matériau de remblai

Dans le cas d'un sol peu cohérent, le diamètre moyen des particules ne rentre pas dans l'équation de la contrainte de cisaillement critique du sol, comme c'est le cas pour un sol non cohérent. La seule influence du diamètre moyen des particules dans ce programme porte alors sur le coefficient de Manning selon l'équation 2.10.

Le tableau 7 établit la corrélation entre le diamètre moyen des particules et le coefficient de Manning:

**Tableau 7. Corrélation entre le coefficient de Manning et le diamètre moyen des particules**

| Diamètre moyen<br>des particules $d_{50}$ | Coefficient de<br>Manning $n$ |
|-------------------------------------------|-------------------------------|
| 0,001 m                                   | 0,015                         |
| 0,005 m                                   | 0,02                          |
| 0,01 m                                    | 0,022                         |
| 0,1 m                                     | 0,032                         |

Étant donné que le diamètre moyen des particules entre dans le calcul du coefficient de Manning, on peut convenir qu'il joue un rôle dans le calcul de la contrainte effective selon l'équation 2.11 [Gessler (1971)]. Il faut donc se reporter au chapitre sur le coefficient de Manning à la section 4.2.1, pour comprendre l'influence que joue le coefficient de Manning - et donc le diamètre moyen des grains - dans les simulations.

#### **4.2.4 Densité, poids volumique et indice de plasticité**

Dans le cas d'un sol cohérent ou peu cohérent, aucune équation dans le programme ne tient compte de la densité du matériau de remblai.

Le poids volumique du sol entre en compte dans le calcul des parois latérales de la brèche, qui sont définies par les abaques de Michalovski (2002). Les tests ont montré que l'influence du poids volumique du sol était négligeable pour ce type de matériau.

Dans le cadre d'un sol peu cohérent, l'indice de plasticité est utilisé pour calculer la contrainte de cisaillement critique du sol suivant l'une des équations 2.12 et 2.13. Dans le cadre d'un sol peu cohérent, l'indice de plasticité varie entre les valeurs 1 et 5. La figure 50 présente les résultats obtenus:

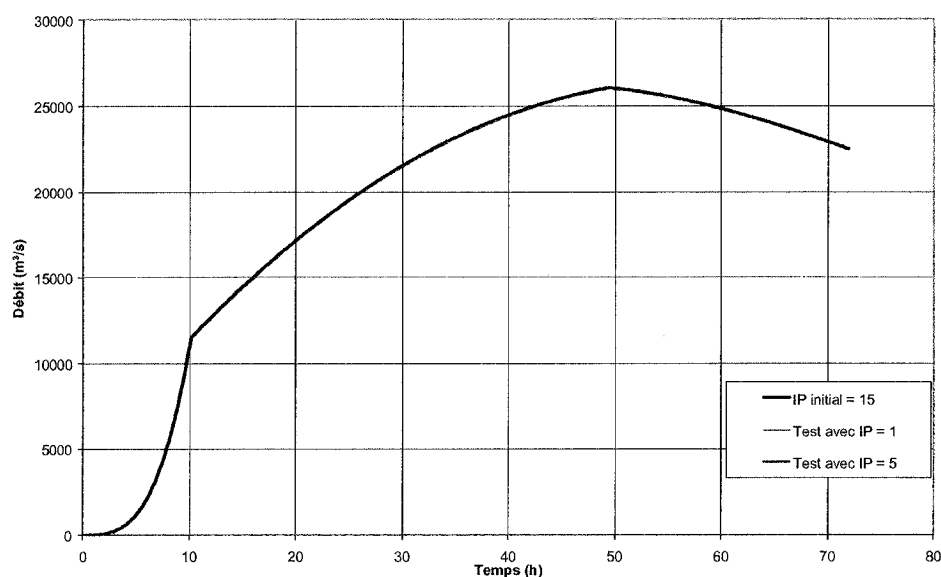


**Figure 50. Test sur l'influence de l'indice de plasticité du sol (IP)**

Pour tous les types de sol, une fois le processus d'érosion débuté, la contrainte de cisaillement critique du sol devient négligeable comparativement aux valeurs de la contrainte effective appliquée sur le sol. Ainsi, que ce soit l'une ou l'autre des équations qui soit utilisée, les tests ont montré que l'indice de plasticité n'influence pas les résultats.

#### **4.2.5 Teneur en eau du sol**

La teneur en eau du sol ( $W_c\%$ ) a un rôle dans la formation de l'érosion au pied aval du barrage (Headcut), selon l'équation 2.17 [Hanson (2004a)]. Plus la teneur en eau diminue, plus l'érosion du pied aval se produit rapidement. La figure 51 illustre l'influence que joue la teneur en eau sur les résultats.

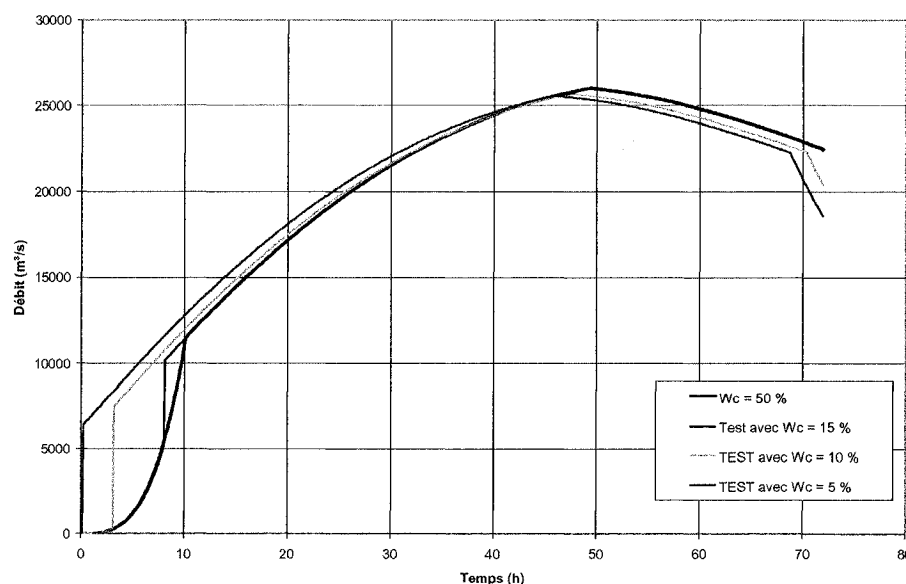


**Figure 51. Tests sur l'influence de la teneur en eau du sol ( $W_c$ )**

Ce graphique illustre très bien la formation du Headcut (érosion du pied aval) lorsque la teneur en eau du sol est diminuée à 20 %. Au niveau du maximum, les résultats sont sensiblement similaires. Par contre, l'influence du phénomène de Headcut se produit dans les 10 premières heures. Par exemple, pour la courbe dont la teneur en eau est de 10 %, on note l'initiation de l'érosion suivie par une brusque augmentation du débit. Ceci est dû au fait que l'érosion du pied aval du barrage a atteint le fond de la brèche. Le programme suppose alors que la brèche rejoint instantanément le fond du barrage.

#### 4.2.6 Forme initiale de la brèche

La brèche initiale est profonde de 50 cm et a pour largeur 1 m. La figure 52 montre les résultats obtenus suite aux quatre simulations effectuées.

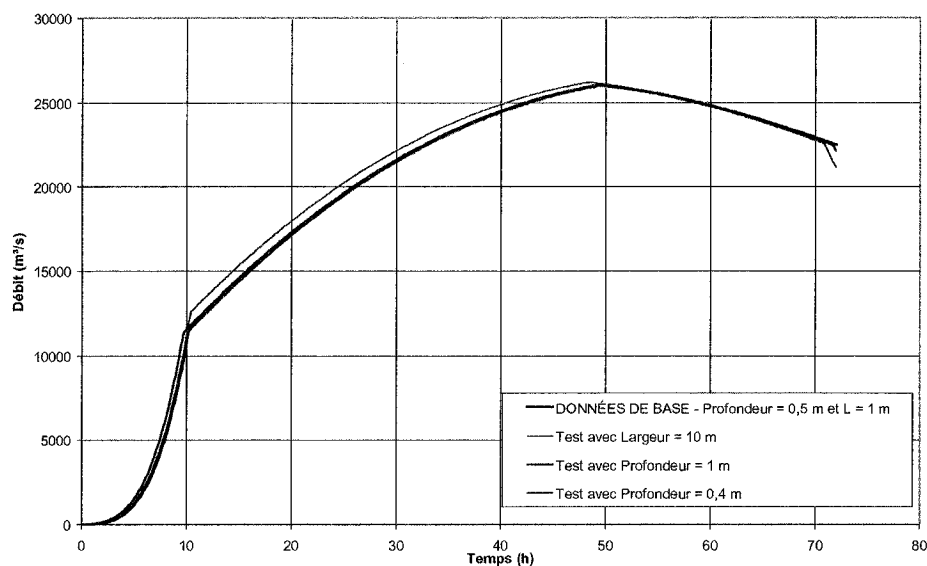


**Figure 52. Test sur l'influence de la forme initiale de la brèche**

Les résultats sont peu influencés par la forme initiale de la brèche. La profondeur initiale influe très peu l'hydrogramme résultant. Par contre, le fait d'augmenter la largeur initiale de la brèche a pour effet d'augmenter légèrement le débit évacué à travers la brèche pendant tout le processus de formation.

#### **4.2.7 Conclusion**

L'analyse de sensibilité de ces paramètres a fait ressortir le fait que le programme était un peu plus sensible à certains paramètres dans le cas d'un sol peu cohérent que pour un sol purement non cohérent.

Dans le cadre d'un sol peu cohérent, les paramètres qui entraînent les plus grandes variations sont le coefficient de Manning, l'angle de frottement interne et la teneur en eau du sol.

Le coefficient de Manning fait varier les résultats en temps et en amplitude.

Plus l'angle de frottement interne diminue, plus le taux d'érosion augmente, donc plus le débit est grand et survient rapidement. Les différences observées étaient de l'ordre 4 % pour les débits et de 12 % pour les temps pour un angle de frottement interne variant entre 20 et 30 degrés.

La teneur en eau du sol n'a pratiquement pas d'impact sur les résultats maximaux. Par contre, elle joue un rôle prépondérant sur le début de la formation de la brèche. Plus la teneur en eau diminue, plus l'érosion du pied aval se fait rapidement et donc plus le fond du barrage est atteint rapidement. Ensuite, l'élargissement de la brèche s'effectue progressivement. Dans le cas d'un plus petit réservoir, les résultats sur les débits maximaux peuvent être beaucoup plus variables, étant donné que si la brèche rejoint le fond plus rapidement, le réservoir se vide lui aussi plus rapidement.

### **4.3 Sol hautement cohérent**

Pour un sol dont l'indice de plasticité est supérieur à 10, les coefficients proposés par Chen et al. (1986) sont  $k=0,000086$  et  $a=0,91$ . La cohésion initiale est fixée à 20 kPa et l'indice de plasticité est à 15.

L'hydrogramme résultant des simulations avec ces valeurs est donné à la figure 53.

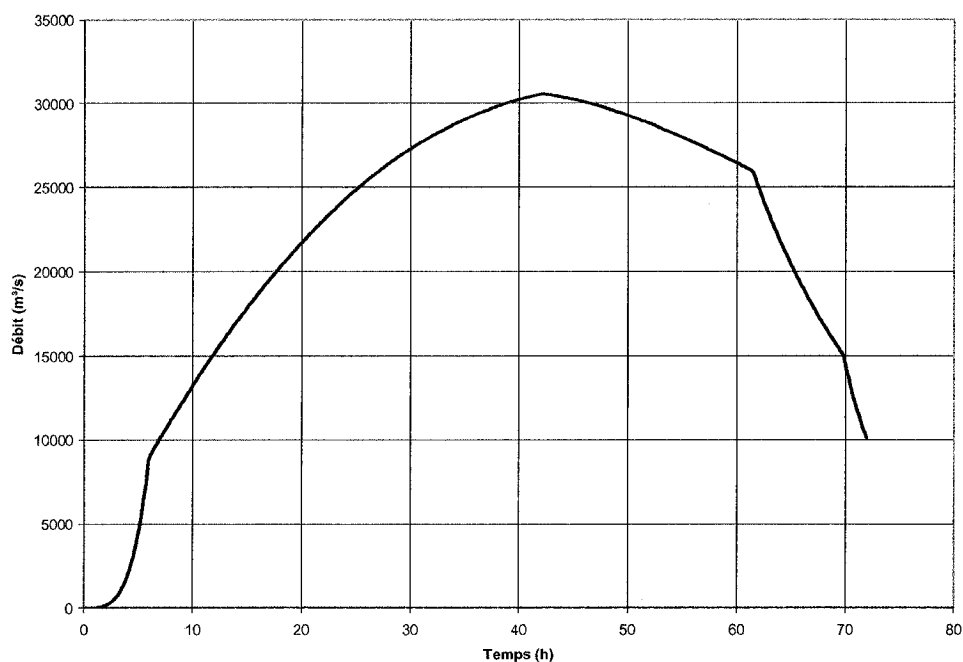


**Figure 53. Hydrogramme obtenu pour un sol peu cohérent**

Le débit maximal est de  $30\,586 \text{ m}^3/\text{s}$  et survient à 42,1 heures. L'érosion s'est faite plus rapidement que dans le cas d'un sol peu cohérent et le débit maximum obtenu est plus grand. Tout comme le cas d'un sol peu cohérent, la courbe présente une courbure exponentielle lors des premières heures puis le débit croît moins rapidement, du fait que la brèche a atteint le fond du barrage et que seule la largeur continue à croître.

#### **4.3.1 Coefficient de Manning**

Les mêmes tests que précédemment ont été menés sur le coefficient de Manning. Les résultats obtenus pour un sol très cohérent sont présentés à la figure 54.

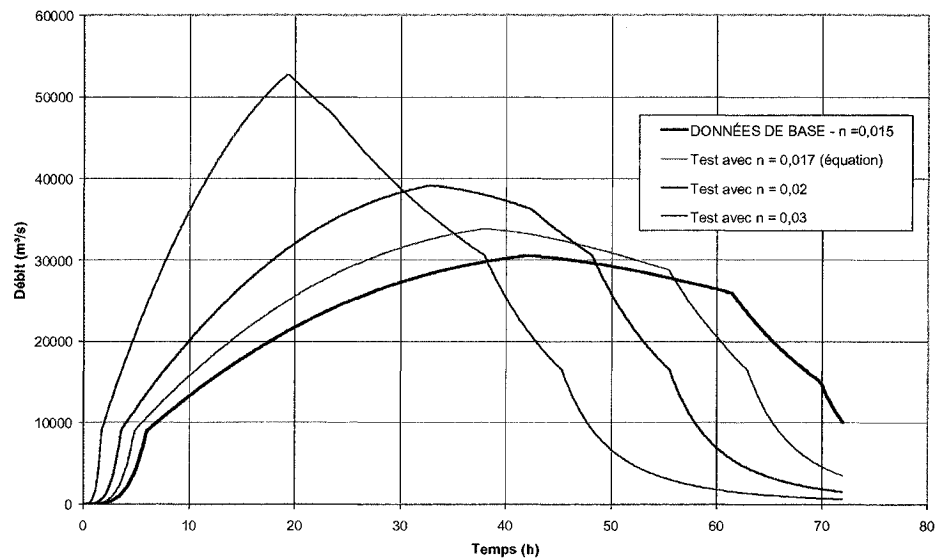


**Figure 54. Test sur l'influence du coefficient de Manning (n)**

Il faut noter ici l'importance que représente le coefficient de Manning sur les résultats. Le programme est extrêmement sensible à la valeur de ce coefficient. Lorsque le Manning double de 0,015 à 0,03, le débit maximal augmente de 70 %. Il est atteint dans la moitié du temps du cas de base.

### 4.3.2 Angle de frottement interne du sol

L'angle de frottement interne entre en compte dans le calcul de stabilité des pentes de joues de la brèche. Plus le sol est cohérent, plus les parois de la brèche sont verticales. La figure 55 présente les résultats de l'étude de sensibilité par rapport à ce paramètre.

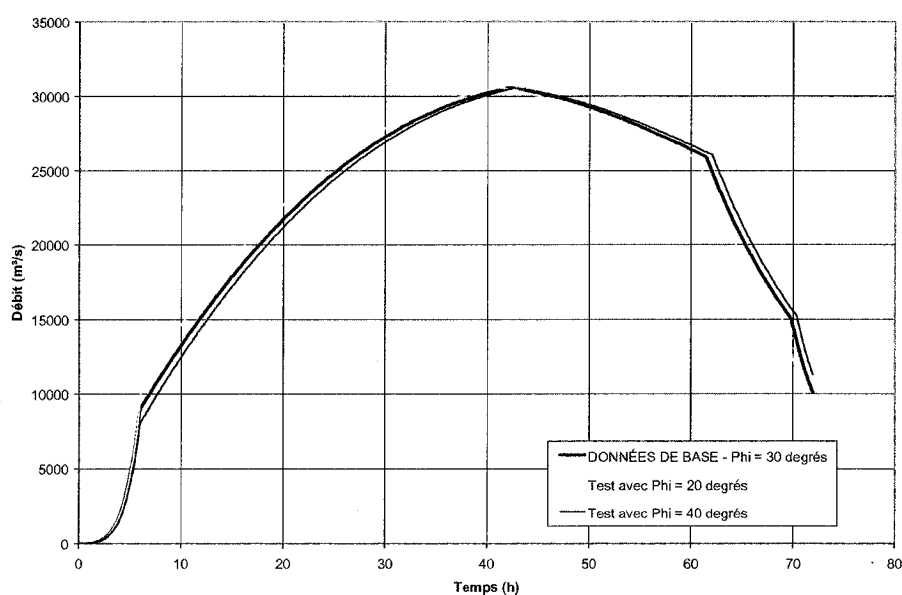


Figure 55. Tests sur l'influence de l'angle de frottement interne du sol (Phi)

L'effet de l'angle de frottement du sol est mineur dans le cas d'un sol très cohérent au niveau des temps et du débit maximal. Plus l'angle de frottement diminue, plus le débit est élevé lorsque se produit le changement de pente, c'est à dire lorsque le fond du barrage est atteint. Ceci s'explique par le fait que les joues de la brèche sont plus inclinées et donc que la section de contrôle est plus grande.

#### **4.3.3 Densité, poids volumique et indice de plasticité**

Comme dans le cas d'un sol peu cohérent, aucune équation dans le programme ne tient compte de la densité du matériau de remblai. De même, l'impact du poids volumique du sol est négligeable.

L'indice de plasticité est pris en compte dans le calcul de la contrainte de cisaillement critique du sol selon l'équation 2.12. Dans le cas d'un sol très cohérent, l'indice de plasticité varie entre 10 et 20. En utilisant l'équation 2.12, la contrainte de cisaillement critique varie entre 0,072 et 0,11 kPa, tandis que la contrainte effective appliquée sur le sol varie entre 1 et 10 kPa une fois le processus d'érosion amorcé. La contrainte de cisaillement critique du sol est donc négligeable par rapport à la contrainte effective. La valeur de l'indice de plasticité n'est donc pas en mesure d'influencer les résultats.

#### **4.3.4 Teneur en eau du sol**

Plus la teneur en eau diminue, plus l'érosion du pied aval se produit rapidement. Les résultats sont très similaires au cas du sol peu cohérent. La figure 56 illustre l'influence que joue la teneur en eau sur les résultats.

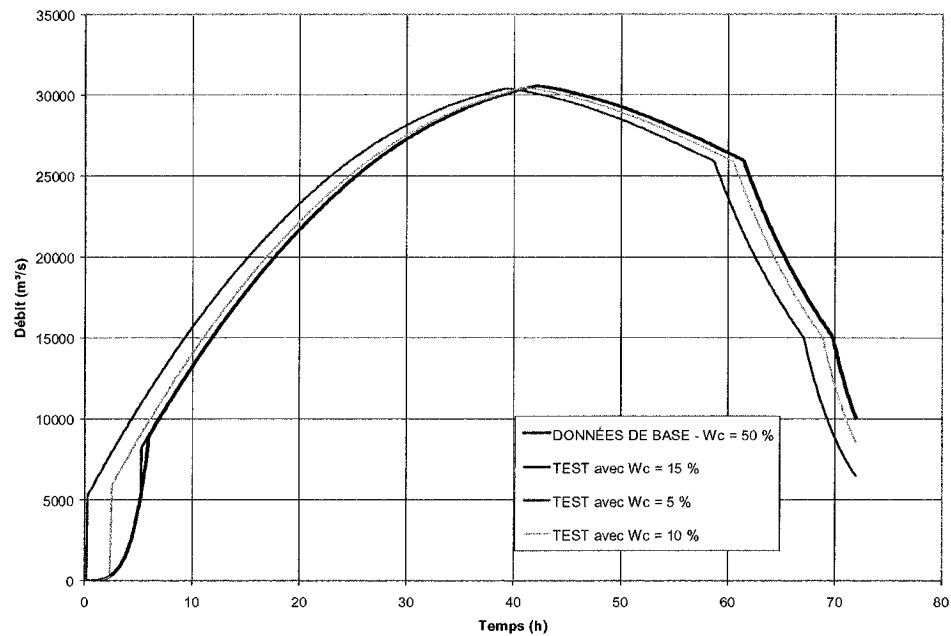


Figure 56. Tests sur l'influence de la teneur en eau du sol ( $W_c$ )

Au niveau du maximum, les résultats sont sensiblement identiques. Par contre, lorsque la teneur en eau du sol diminue en-dessous de 20 %, on constate une brusque augmentation de débit au début de la simulation. Ceci est dû au basculement du noyau, suite à l'érosion du pied aval. En fait, plus la teneur en eau diminue, plus le pied aval s'érode rapidement et donc la brèche se forme plus vite.

#### 4.3.5 Diamètre moyen du matériau de remblai

Dans le cas d'un sol très cohérent, le diamètre moyen des particules ne rentre pas dans l'équation de la contrainte de cisaillement critique du sol, comme c'est le cas pour un sol non cohérent. La seule influence du diamètre moyen des particules dans ce programme porte alors sur le coefficient de Manning selon l'équation 2.10.

Le tableau 5 donné au chapitre précédent montre la corrélation entre le diamètre moyen des particules et le coefficient de Manning. Le diamètre moyen des particules entre dans le calcul de la contrainte effective suivant l'équation 2.11. Il faut donc se rapporter au chapitre sur le coefficient de Manning à la section 4.3.1, pour comprendre l'influence que joue le coefficient de Manning - et donc le diamètre moyen des grains - dans les simulations.

En considérant que le diamètre moyen peut varier entre 0,001 et 0,005, le coefficient de Manning varie entre 0,015 et 0,02, selon l'équation de Paquier (2004). Compte tenu des résultats de l'étude de sensibilité sur le coefficient de Manning (section 4.3.1), il appert que pour cette variation du diamètre moyen (donc indirectement du coefficient de Manning), le débit maximal passe d'environ 30 000 m<sup>3</sup>/s à 39 000 m<sup>3</sup>/s, ce qui représente une augmentation de 30 %. Le temps d'obtention de ce débit maximal passe de 42 h à 32 h, ce qui représente une diminution de 20 %.

#### **4.3.6 Forme initiale de la brèche**

Pour les mêmes quatre cas étudiés que sur des sols non et peu cohérents, la figure 57 présente les résultats obtenus.

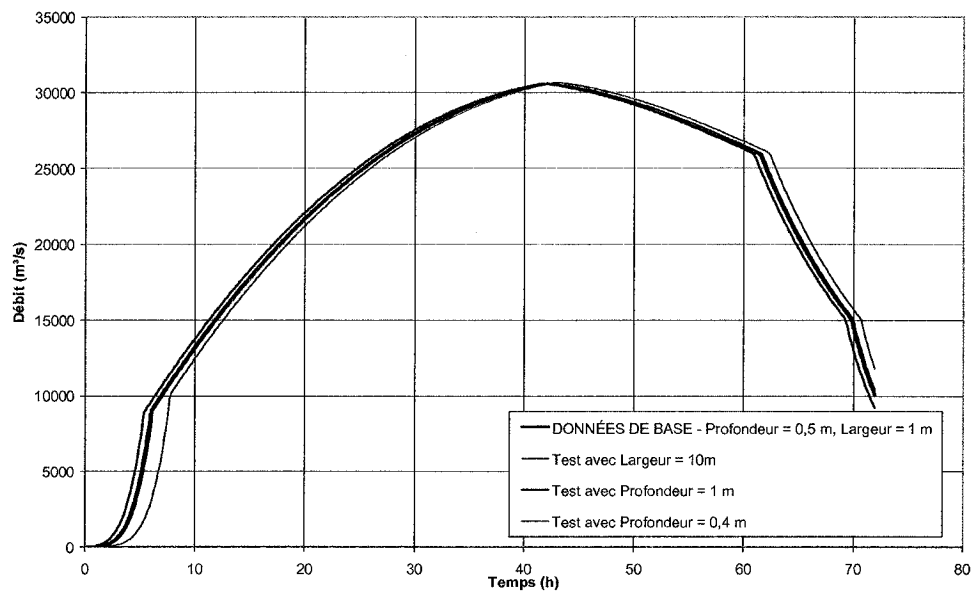


Figure 57. Test sur l'influence de la forme initiale de la brèche

Les résultats ne sont, à toutes fins pratiques, pas influencés par la forme de la brèche. La profondeur initiale influe de très peu les résultats. Par contre, le fait d'augmenter la largeur initiale de la brèche augmente légèrement le débit évacué à travers la brèche pendant tout le processus de formation.

#### 4.3.7 Conclusion

Les tests effectués dans le cas d'un sol hautement cohérent ont démontré l'hypersensibilité des résultats face au coefficient de Manning. Une estimation très précise de ce coefficient est donc requise. Si le calcul du coefficient de Manning se fait au moyen de l'équation de Paquier (2004), le diamètre moyen des particules a aussi un impact important. Le coefficient de Manning fait varier les résultats en temps et en amplitude. Lorsque le coefficient de Manning initial de 0,015 était

doublé à 0,030, le débit maximum augmentait de 70 % et le temps d'obtention de ce débit diminuait de près de 50 %.

Les sols cohérents sont très influencés par le phénomène de formation d'érosion du pied aval défini dans le programme grâce à la variable de la teneur en eau du sol [Hanson (2004)]. Lorsque le pied aval est érodé jusqu'au fond de la brèche, la rupture se produit jusqu'au fond du barrage et la brèche ne se développe alors plus qu'en largeur.

Notons que ce phénomène aurait un impact plus important pour un petit réservoir, puisque le niveau d'eau diminue rapidement si une brèche se crée. En effet, si le phénomène de Headcut se produit peu de temps après l'initiation de la brèche, le réservoir se vide rapidement. Pour un petit réservoir, il se peut donc que le débit maximal soit beaucoup plus élevé dans le cas où le Headcut se produit tôt, puisque le niveau d'eau est encore élevé. Alors qu'une brèche qui se formerait graduellement sur ce même réservoir aurait pour effet de vidanger au fur et à mesure le réservoir, diminuant ainsi graduellement le niveau d'eau, de sorte que le débit libéré à travers la brèche serait peu important.

#### **4.4 Synthèse de l'analyse de sensibilité**

Le tableau 8 présente les principaux résultats obtenus dans l'étude de sensibilité.

**Tableau 8. Résultats de l'étude de sensibilité**

| PARAMÈTRE                          | SOL    | Non cohérent  |       |                        |        | Peu cohérent  |       |                        |        | Très cohérent |       |                        |        |
|------------------------------------|--------|---------------|-------|------------------------|--------|---------------|-------|------------------------|--------|---------------|-------|------------------------|--------|
|                                    |        | Débit maximal |       | Temps du débit maximal |        | Débit maximal |       | Temps du débit maximal |        | Débit maximal |       | Temps du débit maximal |        |
|                                    |        | m³/s          | %     | h                      | %      | m³/s          | %     | h                      | %      | m³/s          | %     | h                      | %      |
| Coefficient de Manning             | 0,02   | 69277         | -     | 0,9                    | -      | 26050         | -     | 49                     | -      | 30600         | -     | 42                     | -      |
|                                    | 0,02   | 69400         | 0,8%  | 0,4                    | -50,0% | 29260         | 12,3% | 44                     | -10,2% | 39200         | 28,1% | 33                     | -21,4% |
|                                    | 0,03   | 69850         | 1,5%  | 0,2                    | -75,0% | 34550         | 32,6% | 38                     | -22,4% | 52700         | 72,2% | 19                     | -54,8% |
| Diamètre moyen des particules (mm) | 0,002  | 69277         | -     | 0,9                    | -      | 26042         | -     | 49                     | -      | 30600         | -     | 42                     | -      |
|                                    | 0,001  | 69360         | 0,1%  | 0,8                    | -11,1% | cf. n         | cf. n | cf. n                  | cf. n  | cf. n         | cf. n | cf. n                  | cf. n  |
|                                    | 0,0001 | 69770         | 0,7%  | 0,7                    | -22,2% | cf. n         | cf. n | cf. n                  | cf. n  | cf. n         | cf. n | cf. n                  | cf. n  |
| Angle de frottement interne (°)    | 30     | 69277         | -     | 0,9                    | -      | 26050         | -     | 49                     | -      | 30600         | -     | 42                     | -      |
|                                    | 20     | 75680         | 9,2%  | 0,9                    | 0,0%   | 27000         | 3,6%  | 43,5                   | -11,2% | 30600         | 0,0%  | 41                     | -2,4%  |
|                                    | 40     | 67473         | -2,6% | 0,9                    | 0,0%   | 25900         | -0,6% | 51                     | 4,1%   | 30550         | -0,2% | 43                     | 2,4%   |
| Densité relative                   | 2,5    | 69277         | -     | 0,9                    | -      | 26050         | -     | 49                     | -      | 30600         | -     | 42                     | -      |
|                                    | 2,0    | 69400         | 0,2%  | 0,8                    | -11,1% |               |       |                        |        | 30600         |       | 42                     |        |
| Poids volumique (KN/m³)            | 18,5   | 69277         | -     | 0,9                    | -      | 26050         | -     | 49                     | -      | 30600         | -     | 42                     | -      |
|                                    | 20,35  | 69277         | 0,0%  | 0,9                    | 0,0%   | 26050         | 0,0%  | 49                     | 0,0%   | 30600         |       | 42                     |        |
|                                    | 16,65  | 69277         | 0,0%  | 0,9                    | 0,0%   | 26050         | 0,0%  | 49                     | 0,0%   | 30600         |       | 42                     |        |
| Indice de plasticité               | 15     | 69277         | -     | 0,9                    | -      | 26050         | -     | 49                     | -      | 30600         | -     | 42                     | -      |
|                                    | 1      | 69277         | 0,0%  | 0,9                    | 0,0%   | 26050         | 0,0%  | 49                     | 0,0%   | 30600         | 0,0%  | 42                     | 0,0%   |
|                                    | 5      | 69277         | 0,0%  | 0,9                    | 0,0%   | 26050         | 0,0%  | 49                     | 0,0%   | 30600         | 0,0%  | 42                     | 0,0%   |

**Tableau 9 (Suite). Résultats de l'étude de sensibilité**

| PARAMÈTRE                            | SOL | Non cohérent  |      |                        |        | Peu cohérent  |       |                        |       | Très cohérent |       |                        |       |
|--------------------------------------|-----|---------------|------|------------------------|--------|---------------|-------|------------------------|-------|---------------|-------|------------------------|-------|
|                                      |     | Débit maximal |      | Temps du débit maximal |        | Débit maximal |       | Temps du débit maximal |       | Débit maximal |       | Temps du débit maximal |       |
|                                      |     | m³/s          | %    | h                      | %      | m³/s          | %     | h                      | %     | m³/s          | %     | h                      | %     |
| Teneur en eau (%)                    | 50  | 69277         | -    | 0,9                    | -      | 26050         | -     | 49                     | -     | 30600         | -     | 42                     | -     |
|                                      | 5   | 69370         | 0,1% | 0,8                    | -11,1% | 25500         | -2,1% | 47                     | -4,1% | 30400         | -0,7% | 39                     | -7,1% |
| Profondeur initiale de la brèche (m) | 0,5 | 69277         | -    | 0,9                    | -      | 26050         | -     | 49                     | -     | 30600         | -     | 42                     | -     |
|                                      | 1   | 69380         | 0,1% | 0,8                    | -11,1% | 26025         | -0,1% | 49                     | 0,0%  | 30600         | 0,0%  | 41                     | -2,4% |
| Largeur initiale de la brèche (m)    | 1   | 69277         | -    | 0,9                    | -      | 26050         | -     | 49                     | -     | 30600         | -     | 42                     | -     |
|                                      | 10  | 69420         | 0,2% | 0,9                    | 0,0%   | 26230         | 0,7%  | 48,4                   | -1,2% | 30700         | 0,3%  | 43                     | 2,4%  |
| Cohésion                             | 20  | NA            | NA   | NA                     | NA     | NA            | NA    | NA                     | NA    | 30600         | -     | 42                     | -     |
|                                      | 5   | NA            | NA   | NA                     | NA     | NA            | NA    | NA                     | NA    | 30770         | 0,6%  | 42,5                   | 1,2%  |
|                                      | 30  | NA            | NA   | NA                     | NA     | NA            | NA    | NA                     | NA    | 30420         | -0,6% | 42                     | 0,0%  |

Les principales conclusions issues de l'analyse de sensibilité, effectuée sur les sols non cohérents, peu cohérents et très cohérent sont :

- Les principaux facteurs qui peuvent influencer les résultats sont le coefficient de Manning (et par conséquent le diamètre moyen des particules), et l'angle de frottement interne du sol.
- Dans le cas des sols purement non cohérents, les différences observées par rapport au scénario de base sont demeurent inférieures à 10% pour les débits maximaux. Les plus grandes différences concernent les temps d'obtention du débit maximal, dont la valeur obtenue peut atteindre 75 % de la valeur issue du scénario de base.
- Dans le cas d'un sol peu cohésif, une différence de 30 % a été observée sur les débits en doublant la valeur initiale du coefficient de Manning. La variation du temps d'obtention du débit maximal varie jusqu'à 20%.
- les sols très cohésifs sont les sols les plus sensibles par rapport aux paramètres entrés. En doublant le coefficient de Manning, une différence de 70 % s'observe sur le débit maximal et le temps d'obtention de ce dernier est réduit de moitié. La teneur en eau joue aussi un rôle essentiel, notamment pour le moment où le fond de la brèche rejoint le fond du barrage. Compte tenu du volume très important considéré dans l'étude de sensibilité, les résultats sont proches en terme de maximaux, mais l'impact de la teneur en eau pourrait être beaucoup plus important dans un plus petit réservoir.

## 4.5 Influence des coefficients d'érosion

Les coefficients d'érosion permettent de définir le taux d'arrachement des particules du barrage, selon l'équation 2.7. Dans le programme, l'abaissement et l'élargissement de la brèche sont déterminés avec les équations 2.14 et 2.15. Les coefficients d'érosion dépendent de la cohésion du matériau de remblai. Le tableau 9 présente les valeurs des coefficients d'érosion pour les trois types de sols considérés dans le modèle, selon leur indice de plasticité.

**Tableau 10. Valeurs des coefficients d'érosion pour différents types de sol**

| Sol                       | Indice de plasticité | k        | a    |
|---------------------------|----------------------|----------|------|
| <b>Hautement cohérent</b> | $PI \geq 10$         | 0,000086 | 0,91 |
| <b>Peu cohérent</b>       | $1 \leq PI \leq 5$   | 0,00022  | 0,43 |
| <b>Non cohérent</b>       | $PI = 0$             | 0,00324  | 1,3  |

La première remarque tend à constater le manque de données pour ce qui est des sols dont l'indice de plasticité est compris entre 5 et 10, soit pour un sol compris entre un sol peu cohérent et un sol hautement cohérent.

Une analyse de ces coefficients d'érosion permet de constater que la valeur de k (le facteur de multiplication) décroît lorsque la cohésion augmente. Par contre, on note une évolution atypique pour ce qui est de l'exposant (a). Ce dernier ne répond pas à une tendance avec la cohésion du sol: il est en effet de 0,43 pour un sol peu cohérent alors qu'il est plus élevé (1,3 et 0,91) pour un sol non cohérent et hautement cohérent. Cette remarque a incité à connaître l'évolution du taux d'arrachement des particules en fonction des contraintes  $(\tau - \tau_c)$  pour les

différents types de sol. La figure 59 permet de constater que le taux d'érosion est beaucoup plus important dans le cas d'un sol purement non cohérent.

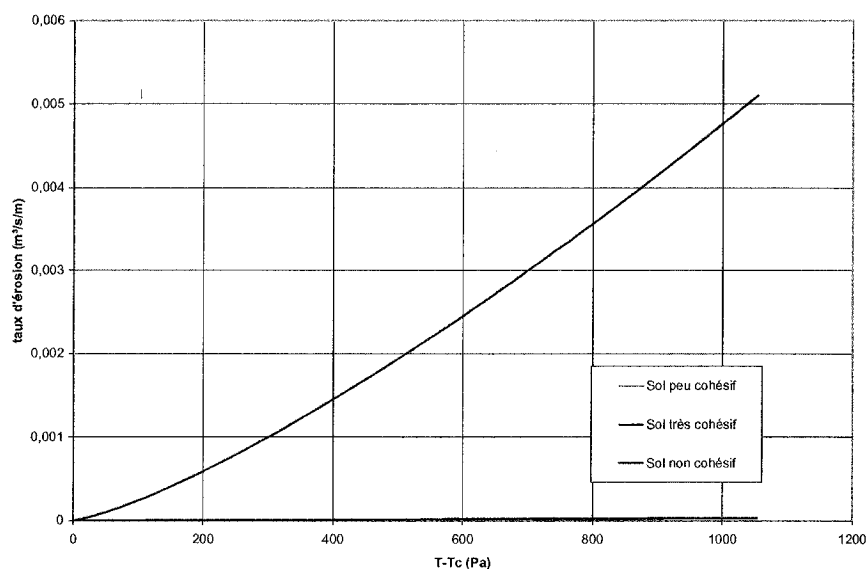


**Figure 58. Variation du taux d'érosion pour différents types de sol**

La figure 60 est présentée pour comparer la variation du taux d'érosion spécifiquement pour les sols cohérents.

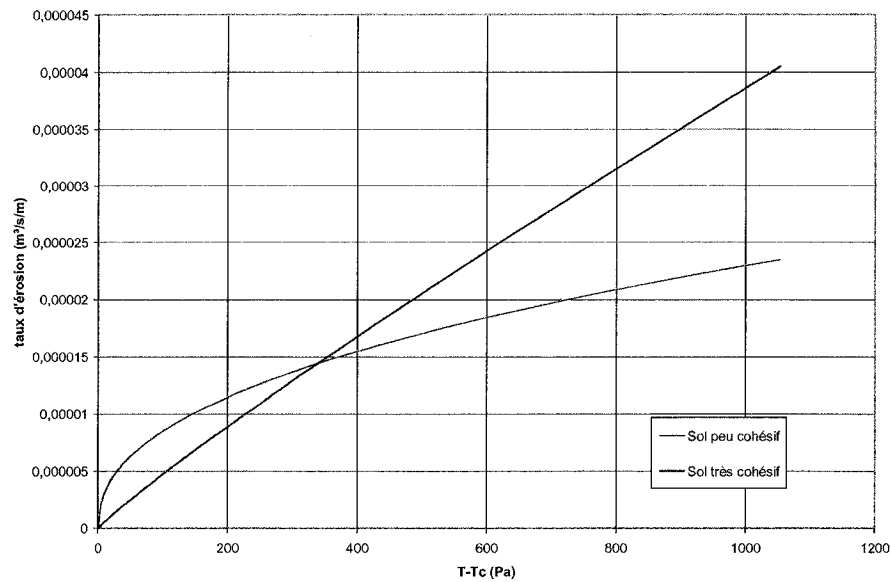


**Figure 59. Comparaison de l'évolution du taux d'érosion pour les sols cohérents**

La figure permet de constater la variation linéaire du taux d'érosion d'un sol hautement cohérent en fonction de la contrainte. Par contre, dans le cas d'un sol peu cohérent, la variation du taux d'érosion a une forme logarithmique. Ainsi, lorsque la différence  $(\tau - \tau_c)$  est inférieure à 350 Pa, le taux d'érosion est plus élevé pour un sol peu cohérent et plus faible après 350 Pa.

De plus, la figure 61 permet de constater que les tests sur lesquels se sont basés les auteurs ne provenaient pas d'un éventail d'échantillons très étendu et que le domaine de validité se limitait à 5 lb/ft², soit 240 Pa.

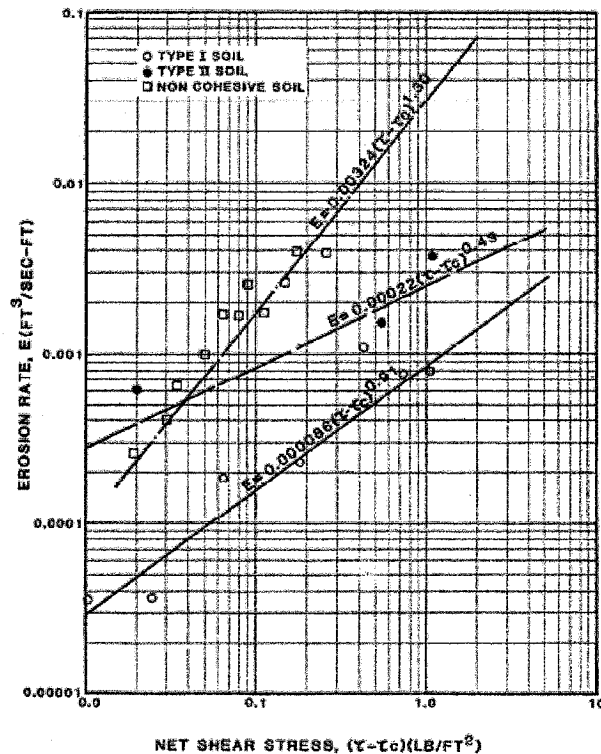


Figure 60. Variation du taux d'érosion pour différents types de sol [Chen et al. (1968)]

Cette seconde remarque vient probablement mettre une limite à l'utilisation de ces coefficients d'érosion. Rappelons qu'ils ont été définis à la suite d'analyses d'essais en laboratoire. L'éventail de l'échantillon n'est probablement pas suffisant pour établir une relation valable dans le cas de fortes contraintes.

Ainsi, bien que plusieurs essais en laboratoire aient été effectués, il reste que ces coefficients sont définis empiriquement par une loi de régression. De plus, définir un processus d'érosion seulement à partir de l'indice de plasticité d'un sol est une manière extrêmement simplifiée de traiter le problème.

## 4.6 Améliorations à apporter suite à l'étude de sensibilité

Le processus de Headcut est extrêmement simplifié dans le programme. Bien qu'il soit intéressant d'intégrer ce phénomène, il demeure cependant que se baser sur une équation simplifiée pour modéliser ce phénomène est extrêmement simpliste. En effet, selon l'équation utilisée, l'ensemble du phénomène physique de formation du Headcut est calculé à partir de la teneur en eau du sol. Bien que cela ait été validé à partir d'essais en laboratoire et que ce paramètre ait permis d'obtenir une régression satisfaisante dans un échantillon varié, certaines réserves sont à conserver quant à l'interprétation des résultats.

Suite au choix de programmation propre au modèle, la remontée du Headcut est calculée à chaque pas de temps, de même que l'abaissement du fond de la brèche. Lorsque les deux se rejoignent, il est supposé que le fond de la brèche rejoint instantanément le fond du barrage. Dans la réalité, bien que le processus se produise également très rapidement, l'évolution est tout de même relativement progressive et il demeure un certain temps avant que le fond du barrage soit atteint.

Il est ainsi suggéré de modifier les coefficients d'érosion, quand le Headcut a atteint le fond de la brèche pour permettre une augmentation du taux d'érosion.

Chinnarasri et al. (2003) indique qu'une fois le Headcut formé, il y a déversement sur seuil à paroi épaisse, et donc le coefficient de débit, utilisé dans le calcul du débit déversé sur la brèche (équation 2.1) devrait être modifié.

L'étude sur les coefficients d'érosion suggère de procéder à plusieurs vérifications sur les coefficients d'érosion pour bien définir le domaine de validité et combler les informations lorsque l'indice de plasticité est compris entre 5 et 10.

## **Chapitre 5 : Conclusion**

AMBRE traite le phénomène de formation de brèche par débordement de façon paramétrique. Il intègre des concepts nouveaux, tels que la forme paramétrique du phénomène d'érosion du pied aval (Headcut) ou la stabilité des parois latérales de la brèche selon les abaques de Michalovski. Le modèle a été testé à partir de ruptures réelles et des tests effectués sur les essais de Norvège dans le cadre du projet IMPACT. Les résultats de ces tests sont concluants. Les simulations qui ont été effectuées sur des cas réels ont permis de constater que le programme permettait de retrouver assez précisément l'hydrogramme observé. Bien que ce programme permette de reconstituer un événement, il est moins bien adapté pour la prédiction.

Par rapport aux autres modèles existants, ce modèle présente les avantages suivants:

- un temps de calcul extrêmement rapide;
- une modélisation précise de différents phénomènes à partir de recherches nouvelles dans le domaine:
  - modélisation paramétrique du phénomène d'érosion du pied aval (Hanson, 2005);
  - stabilité des parois latérales calculées à partir des abaques de Michalovski (2002);
  - variation de la contrainte de cisaillement effective appliquée sur le sol en fonction de la profondeur, ce qui permet de valider certaines expériences sur des sols cohérents où l'angle des parois latérales était surplombant;

Il comporte aussi certains inconvénients, dont :

- modèle empirique, donc basé sur des équations empiriques qui ont été développées en laboratoire, donc à petite échelle et ne s'appliquent pas forcément sur des événements réels;
- représentation du barrage simplifiée en une section, sans recourir à des équations hydrauliques dans le sens longitudinal du barrage;
- équations utilisées du calcul du taux d'érosion qui ne couvrent pas tous les types de sol. En effet, elles ne s'appliquent pas aux sols dont l'indice de plasticité est compris entre 5 et 10.

Plusieurs améliorations pourraient être apportées au programme dans le futur, dont :

- calcul du basculement du noyau suite à l'érosion du pied aval;
- définition plus fine à partir des abaques de Michalovski;
- prise en compte de la charge d'eau au-dessus du fond de la brèche dans la valeur du coefficient de débit utilisé dans l'équation de déversement au-dessus d'un seuil à paroi mince;
- phénomène de renard combiné à une rupture par érosion une fois que la voûte s'est effondrée.
- Études complémentaires pour combler les données manquantes des coefficients d'érosion, de sols dont l'indice de plasticité est compris entre 5 et 10.

## **Références**

ARTHUR H. G. (1977) "Teton dam failure", *The evaluation of Dam Safety, Engineering Foundation Conference Proceedings*, Asilomar, American Society of Civil Engineer, New York.

BAGNOLD R.A. (1966) "An Approach to the Sediment Transport Problem From General Physics". *US Geologic Survey Professional Paper*, 422(I), 37.

BALLOFFET A., SCHEFFLER M. L. (1982) "Numerical analysis of the Teton dam failure flood", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 20, No. 4, pp. 317-328.

BISHOP A. W., MORGENSTERN N. R. (1960) "Stability coefficients for earth slopes." *Geotechnique*, Vol. 10, No.4, pp. 129–150.

BRITTON S. L., HANSON G. J., COOK K. R., KADAVY K. C. (2004) "Breach widening observations from earthen embankment tests", Canadian Society for Engineering in Agricultural, Food and Biological Systems, *Annual international Meeting, paper number 042080*, Ottawa, Canada.

BROICH K. (1995) "Numerical modelling of inundation due to dam-break using an erosion model as internal boundary", *HCM Report - 1995*, Danish Hydraulic Institute.

BROWN R. J., ROGERS D. C. (1977) "A simulation of the hydraulic events during and following the Teton Dam failure", *Proceedings of the Dam-break Flood Routing Workshop*, Water Resources Council.

CADAM (1998) "Proceeding of CADAM Meeting", *Morris M. Editor* (1998), Wallingford.

CEATI DSIG Database. (2006) "Erosion of embankment dams", CEA Technologies, Dam Safety Interest Group, R&D Project.

CHEN Y. H., ANDERSON B. A. (1986) "Development of a methodology for estimating embankment damage due to flood overtopping", *Simons Li and Associates, Inc.*, Fort Collins, Colorado.

CHINNARASRI C., TINGSANCHALI T., WEESAKUL S., WONGWISES S. (2003) "Flow patterns and damage of dike overtopping", *International Journal of Sediment Research*, Vol. 18, No. 4, pp. 301-309.

CHINNARASRI C., TINGSANCHALI T., WONGWISES S. (2004) "A laboratory study of peak discharge and erosion profile during embankment overtopping", *Dam Engineering*, Vol. XIV, Issue 4.

COSTA J. E. (1985) "Floods from dam failures", U. S. *Geological Survey Open-File Report # 85-560*, Denver, Colorado, USA.

CRISTOFANO E. A. (1965) "Method of computing erosion rate for failure of earthfill dams", United States Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.

EINSTEIN H. A. (1950) The bed-load function for sediment transport on open channel flows. *Tech. Bull. No. 1026*, USDA, Soil Conservation Service.

EVANS S. G. (1986) "The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 23, No. 3, pp. 385-387.

FELLENIOUS W. (1936) "Calculation of the stability of earth dams", *Transactions of the Second Congress on Large Dams*, Vol. 4, pp. 445-449, International Commission on Large Dams, Washington, DC, USA.

FREAD D. L. (1973) "Transient hydraulic simulation of breached earth dams", *Journal of the Hydraulic Division*, ASCE, Vol. 99.

FREAD D. L. (1981) "Some limitations of contemporary dam-break flood routing models", *Annual Meeting of American Society of Civil Engineers*, St. Louis, Missouri.

FREAD D. L. (1984) "DAMBRK: The NWS dam-break flood forecasting model", *Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service*, Silver Springs, Maryland.

FREAD D. L. (1988 revised 1991) "BREACH: An erosion model for earthen dam failures", *NWS Report, National Oceanic and Atmospheric Administration*, Silver Spring, Maryland.

FROELICH D. C. (1995) "Peak outflow from breached embankment dam", *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 121, No. 1, pp. 90-97.

FROELICH D. C. (2002) "IMPACT Project field Tests 1 and 2: 'Blind' simulation by Dave F. Foster", *Presented at the 2<sup>nd</sup> IMPACT Workshop in Mo-I-Rana, Norway, September 12/13.*

FUJIA T., YUMEI L. (1994) "Reconstruction of Banqiao and Shimantan dams", *Hydropower and Dams, International journal.*

GESSLER J. (1971) "Beginning and ceasing of sediment motion", in *River Mechanics*, edited and published by H. W. Shen, Fort Collins, Colorado, ch. 7.

GIUSEPPETI G., MOLINARO P. (1989) "A mathematical model of the erosion of an embankment dam by overtopping", *International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems*, Copenhagen, Denmark.

HAGEN V. K. (1982) "Re-evaluation of design flood and dam safety", *Proceedings 14<sup>th</sup> International Commission on Large Dams Conference*, Rio de Janeiro, Brazil.

HANSON G. J. (2000) "Preliminary result of earthen embankment breach tests", *Paper No. 002007, ASAE Annual international Meeting*, July 2000.

HANSON G. J., COOK, W. H., BRITTON, S. L. (2003) "Evaluating erosion widening and headcut migration rates for embankment overtopping tests", *ASAE Paper No. 032067*, ASAE St Joseph, MI.

HANSON G., COOK K. (2004a) "Determination of material rate parameters for headcut migration of compacted earthen materials", *ASDSO Dam Safety 2004, Special Workshop #1: International Progress in Dam Breach Evaluation*, Phoenix, AZ, USA.

HANSON G., COOK K. (2004b) "Apparatus, Test Procedures and analytical methods to measure soil erodibility in situ", *American Society of Agricultural Engineers 2004*, Vol. 20, No. 4, pp. 455-462.

HANSON G. J., MORRIS M., TEMPLE D. M., HASSAN M., COOK K. (2005) "Simplified breach analysis model for homogeneous embankments: Part II, Parameter inputs and variable scale model comparisons", *USSD Proceedings: Technologies to Enhance Dam Safety and the Environment*, 25<sup>th</sup> Annual USSD Conference, Salt Lake city, Utah, USA, June 6-10, 2005.

HARRIS G. W., WAGNER D. A. (1967) "Outflow from breached earth dam", University of Utah, Salt Lake City, USA.

IMPACT (2004) "Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty", *Breach analysis workshop*, Morris M. Editor (2004), Wallingford.

MACDONALD T. C., LANGRIDGE-MONOPOLIS J. (1984) "Breaching Characteristics of Dam Failures", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 110, No. 5, p. 567-586.

MC WHORTER J. C., CARPENTER T. G., CLARK R. N. (1968) "Erosion control criteria for drainage channels", Mississippi State Highway Department, Jackson, FHWA, U.S. Department of transportation, Agricultural Experiment Station, Mississippi State University, State College.

MEYER-PETER E., MÜLLER R. (1948) "Formulas for bed load transport", *Proceedings of the Second Meeting of the International Association for Hydraulic Research*, Stockholm, Sweden.

MICHALOWSKI R. L., (2002) “Stablility charts for uniform slopes”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

MOLINARO P., MAIONE D. (1991) “The experience developed by ENEL in dam-break wave computation and flood risk analysis”, *Colloque international pour la simulation des ondes de submersion*, Montreal, Canada.

PAQUIER A., RECKING A. (2004) “Advances on breach models by Cemagref during Impact Project”.

PONCE V. M., TSIVOGLOU A. J. (1981) “Modeling gradual dam breaches”, *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 107, No. HY7, July.

RALSTON D. C. (1987) “Mechanics of embankment erosion during overflow”, *Proceedings of the 1987 National Conference on Hydraulic Engineering*, Hydraulics Division of the American Society of Civil Engineers, pp. 733-738.

SCHOKLITSCH A. (1962) “Handbuch des wasserbaues”, 3<sup>rd</sup> Edition Springer, Verlag, Vienna, Austria.

SI Y. (1984) “The world's most catastrophic dam failures”, *Publication The river Dragon has come!*, Pdt by ME Shape, New York, London, Chapter 3, pp. 25-38.

SINGH V.P., QUIROGA C.A. (1987) “A Dam-Breach Erosion Model: 1. Formulation & 2. Application”, *Water Resources Management*, Vol. 1, pp. 177–197.

SINGH V. P., QUIROGA C.A. (1988) "Dimensionless analytical solutions for dam breach erosion", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 26, No. 3.

SINGH V. P., SCARLATOS P. D. (1985) "Breach Erosion of Earthfill Dams and Flood Routing: BEED Model", *Research Report*, Army Research Office, Battelle, Research Triangle Park. North Carolina, pp. 131.

SINGH V. P., SCARLATOS P. D. (1988) "Analysis of gradual earth dam failure", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 114, No. 1, pp. 21-42.

SMERDON E. T., BEASLEY R. P. (1959) "Relation of compaction and other soil properties to erosion resistance of soils", *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 8.

SMERDON E. T., BEASLEY R. P. (1959) "The tractive force theory applied to stability of open channels in cohesive soils", Agriculture Experiment Station, Bull No. 715, College of Agriculture, University of Missouri, Columbia.

TAHER-SHAMSI A., PONCE V. M. (2004) "Embankment dam breaching: geometry and peak outflow characteristics", *Dam Engineering*, Vol. XIV, Issue 2.

TAYLOR D. W. (1937) "Stability of earth slopes", J. Boston Soc. Civil Eng., Reprinted in: *Contributions to Soil Mechanics 1925 to 1940*, Boston Society of Civil Engineers, Vol. 24, No. 3, pp. 337-386.

TEMPLE D. M., NEILSEN M. L., HANSON G. J., COOK K. R. (2005) "Simplified breach analysis model for homogeneous embankments: Part I, Background and model components", *USSD Proceedings: Technologies to Enhance Dam Safety and the Environment*, 25<sup>th</sup> Annual USSD Conference, Salt Lake city, Utah, USA, June 6-10.

TINGSANCHALI T., CHINNARASRI C. (2001) "Numerical modelling of dam failure due to flow overtopping", *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 46, No. 1, pp. 113-130.

VON THUN J. L., GILLETTE D. R. (1990) "Guidance on Breach Parameters", unpublished internal document, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, March 13, 1990, 17 p.

WAHL T. L. (1996) "Prediction of Embankment Dam Breach Parameters: Literature Review and Needs Assessment", USBR, *Water Resources Research Laboratory*, PAP-735, Denver, CO.

WAHL T. L. (1998) "Prediction of Embankment Breach Parameters", *DSO-98-004, Dam Safety Research Report*, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office.

WAHL T. L. (2004) "Uncertainty of Prediction of Embankment Dam Breach Parameters", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol 130, No. 5, pp. 389-397

WANG P., KAHAWITA R. (2002) "Modeling the Hydraulics and Erosion Process in Breach Formation Due to Overtopping", *Sedimentation and Sediment Transport, Proceedings of the Symposium held in Monte Verità, Switzerland, September 2<sup>nd</sup>*, Edited by Gyr A. and Kinzelbach W., p. 211-220.

YI S. (1984) "The world's most catastrophic dam failures", *Publication: The River Dragon has come!*, Pdt. By M.E. Shape, New York, London, Chap. 3, pp. 25-38.

ZERROUK N. E., MARCHE C. (2004) “Une modélisation théorique nouvelle de la rupture par submersion d’une digue en terre et sa validation”, *Can. J. Civ. Eng.*, 2004 CNRC Canada.