

Titre: Analyse des incertitudes de la méthode normée lors de la rupture
Title: des barrages en remblai en cas de surverse

Auteur: Sophia Bennani
Author:

Date: 2016

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Bennani, S. (2016). Analyse des incertitudes de la méthode normée lors de la
rupture des barrages en remblai en cas de surverse [Master's thesis, École
Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/2412/>
Citation:

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2412/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Tew-Fik Mahdi
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ANALYSE DES INCERTITUDES DE LA MÉTHODE NORMÉE LORS DE LA RUPTURE
DES BARRAGES EN REMBLAI EN CAS DE SURVERSE

SOPHIA BENNANI

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

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ANALYSE DES INCERTITUDES DE LA MÉTHODE NORMÉE LORS DE LA RUPTURE
DES BARRAGES EN REMBLAI EN CAS DE SURVERSE

présenté par : BENNANI Sophia

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

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

M. FUAMBA Musandji, Ph. D., président

M. MAHDI Tew-Fik, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. SHAKIBAEINIA Ahmad, Ph. D., membre

DÉDICACE

À ma très chère mère qui m'a toujours soutenu

Je dédie ce mémoire.

REMERCIEMENTS

Je tiens à présenter mes remerciements à toute personne qui a aidé et participé à la réalisation de ce mémoire.

Je tiens tout d'abord à exprimer ma reconnaissance à mon directeur de recherche, M. Tew-Fik Mahdi de m'avoir encadré durant cette maîtrise. Je le remercie pour sa confiance, sa grande disponibilité, son écoute, ses encouragements et ses précieux conseils.

Je remercie également Youssef BENTAIEBI de m'avoir généreusement donné les informations nécessaires pour commencer mon travail de recherche.

Je tiens ensuite à remercier les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce mémoire.

Merci aussi à tous les étudiants du groupe expérimental et numérique d'ingénierie des écoulements d'eau et à mes collègues de bureau pour les échanges constructifs et pour les agréables moments passés ensemble.

Pour terminer, un grand merci à ma famille pour leurs soutiens et leurs patience durant ces années d'étude.

RÉSUMÉ

L'étude des risques de rupture figure parmi les thématiques les plus abordées dans le domaine de la sécurité des barrages. Elle permet à l'ingénieur de prendre des décisions stratégiques, que ce soit pour l'implantation, la conception et l'entretien des ouvrages ou pour la préparation des plans d'urgence.

Ce travail de maîtrise traite plus particulièrement de la brèche des barrages en remblai à la suite d'une rupture par surverse. L'objectif est de développer un programme de simulation Monte-Carlo qui permet d'étudier le risque associé aux hydrogrammes rupture. Ce programme est composé de quatre modules ; soit un générateur des variables aléatoires, un estimateur des hydrogrammes de rupture, un estimateur des erreurs de convergence, et un générateur d'hydrogrammes par intervalles de probabilité. Ce dernier permet d'obtenir pour un cas spécifique de barrages plusieurs hydrogrammes de rupture caractérisés par leurs probabilités de récurrence.

L'approche méthodologique se base sur les règles de pratique définies par la norme HQ 60-00-00 d'Hydro-Québec. Cette dernière spécifie les paramètres géométriques et temporels de brèche communément utilisés au Québec pour l'étude de la rupture de barrage. Dans le cas des barrages en remblai, la brèche est représentée par un modèle trapézoïdal. Les paramètres de brèche sont la pente des berges z , le rapport de la base sur la hauteur B/H et le temps de formation t_f . Ces paramètres sont considérés par le programme de simulation comme des variables aléatoires. L'analyse statistique est alors réalisée à partir des 81 cas de rupture regroupés par Wahl (2014).

Une fois le programme développé, la simulation a été appliquée sur trois cas de barrages. Il s'agit de la digue Ouiqui, du barrage Clair et du barrage Caribou. Les résultats montrent alors que la méthode normée est toujours plus conservatrice que l'approche probabiliste.

ABSTRACT

The study of the failure's risk is one of the main topics in dam safety. It allows the engineers to make strategical decisions, whether for construction, conception and maintenance of dams or for making the action plan.

This research deals with the breach in the embankment dam caused by overtopping. The purpose is to develop a Monte Carlo simulation programme that evaluate the risk of the failure hydrograph. This programme includes four modules: The generator of the random variables, the estimator of the failure hydrograph, the estimator of the convergence errors, and the generator of the hydrographs by the probability intervals. The latter produce for a specific case of study, several hydrographs characterized by their probability.

The methodological approach is based on the rules of practice defined by the HQ 60-00-00 norm of Hydro-Quebec. This norm indicates the geometrical and the temporal parameters of the breach, commonly used in Quebec for the study of the dam failures. In the case of the embankment dams, the breach is represented by a trapezoidal model. The breach parameters are the ratio of the bottom width of the breach to its height B/H , the slide slope z , and the failure time t_f . These parameters are considered as a random variable by the simulation program. The statistical analysis of these variables is realized from 81 cases of break grouped by Wahl (2014).

Once program developed, the simulation was applied in tree cases of study. It is about the Ouiqui dike, the Clair dam and the Caribou dam. The results shows that the standardized method is always more conservative than the probabilistic approach.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES	XII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVI
LISTE DES ANNEXES	XX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte.....	1
1.2 Problématique.....	3
1.3 Objectif de recherche	5
1.4 Organisation du mémoire	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	6
2.1 Rupture des barrages en remblai	6
2.1.1 Types de rupture.....	6
2.1.2 Mécanismes de la rupture par surverse	7
2.2 Modélisation de la brèche	10
2.2.1 Considérations géométriques	10
2.2.2 Définition des paramètres de brèche	10
2.2.3 Représentation des processus d'érosion	11
2.3 Norme en vigueur.....	16

2.4	Estimation du débit de brèche	16
2.4.1	Méthodes empiriques	16
2.4.2	Méthodes physiques	23
2.4.3	Méthodes statistiques	29
2.5	Synthèse de la revue de littérature.....	33
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE		34
3.1	Méthode de Monte-Carlo	34
3.1.1	Échantillonnage probabiliste	34
3.1.2	Intégration	35
3.1.3	Analyse des incertitudes.....	36
3.2	Modèle de brèche standardisé	36
3.2.1	Présentation du modèle	37
3.2.2	Évaluation de la vidange du réservoir	39
3.2.3	Estimation du débit de brèche	41
3.2.4	Choix des variables aléatoires	42
CHAPITRE 4 SYSTÈME DE SIMULATION STOCHASTIQUE		43
4.1	Interface utilisateur	44
4.2	Interfaces de sortie	46
4.3	Description du programme.....	49
4.3.1	Générateur de variables aléatoires.....	49
4.3.2	Estimateur des hydrogrammes de rupture	52
4.3.3	Estimateur des erreurs de convergence	54
4.3.4	Générateur des hydrogrammes par intervalles de probabilités	56
CHAPITRE 5 BASE DE DONNÉES		58

5.1.1	Historique	58
5.1.2	Description de la base de données.....	60
5.1.3	Analyse des paramètres stochastiques.....	63
	CHAPITRE 6 EXEMPLES D'APPLICATION.....	70
6.1	Digue Ouiqui	70
6.1.1	Caractéristiques de l'ouvrage	71
6.1.2	Paramétrage de la simulation	72
6.1.3	Variables aléatoires générées	75
6.1.4	Intervalles de probabilité générée	78
6.1.5	Hydrogrammes de rupture et incertitudes	80
6.2	Barrage Clair	83
6.2.1	Caractéristiques de l'ouvrage	83
6.2.2	Paramétrage de la simulation	84
6.2.3	Variables aléatoires générées	86
6.2.4	Intervalles de probabilité générée	86
6.2.5	Hydrogrammes de rupture et incertitudes	88
6.3	Barrage Caribou	89
6.3.1	Caractéristiques de l'ouvrage	90
6.3.2	Paramétrage de la simulation	90
6.3.3	Variables aléatoires générées	92
6.3.4	Intervalles de probabilité générée	93
6.3.5	Hydrogrammes de rupture et incertitudes	94
	CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	97
	BIBLIOGRAPHIE	99

ANNEXES	104
---------------	-----

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Équations de régression utilisées dans la littérature (adapté de Wahl (2004)).....	17
Tableau 2.2 Équations de prédiction développée par Pierce (2008)	19
Tableau 2.3 Variables discrètes des équations de régression de Xu et Zhang (2009)	20
Tableau 2.4 Équations de prédiction des paramètres de brèche présentée par Xu et Zhang (2009) (adapté de Wahl (2014)).....	21
Tableau 2.5 Équations de prédiction du débit de brèche de Danka et Zhang (2015).....	22
Tableau 4.1 Variables stochastiques générées (adapté de Cassetta et al. (2012))	55
Tableau 5.1 Distribution des données à partir de la comparaison de la hauteur du barrage HD avec la hauteur d'eau au moment de la défaillance h_w pour chaque type de rupture.	61
Tableau 5.2 Statique de Pearson calculée et critique pour les données initiales et ajustées.	67
Tableau 6.1 Paramétrage des variables aléatoires	72
Tableau 6.2 Débit de brèche obtenu pour différentes valeurs de probabilités	77
Tableau 6.3 Probabilités obtenues à partir des valeurs de la méthode normée	78
Tableau 6.4 Caractéristiques des trois intervalles les plus probables de la digue Ouiqui générée pour un risque de 5 %	80
Tableau 6.5 Incertitudes du débit de brèche en m^3/s de la digue Ouiqui	81
Tableau 6.6 Paramètres de brèche de la digue Ouiqui approximés par la méthode de Monte-Carlo	82
Tableau 6.7 Caractéristiques des trois intervalles les plus probables du barrage Clair générée pour un risque de 5 %	88
Tableau 6.8 Incertitudes du débit de brèche en m^3/s du barrage Clair.....	88
Tableau 6.9 Caractéristiques des trois intervalles les plus probables du barrage Caribou générés pour un risque de 5 %	95
Tableau 6.10 Incertitudes du débit de brèche en m^3/s du barrage Caribou	95
Tableau A.1 Base de données de Wahl (2014)	105

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Processus d'érosion dans un barrage en terre homogène, non cohésif et compact (adaptée de Degoutte (2012))	8
Figure 2.2 Processus d'érosion dans un barrage en terre homogène, non cohésif et lâche (adaptée de Degoutte (2012))	8
Figure 2.3 Processus d'érosion dans un barrage en terre cohésif (adaptée de Degoutte (2012)).....	9
Figure 2.4 Modèle de brèche trapézoïdale	10
Figure 2.5 Modèles de brèche (adaptée de Froehlich (2008)).....	12
Figure 3.1 Modèle de brèche utilisée dans le mémoire.....	39
Figure 4.1 Systèmes de simulation stochastique.....	43
Figure 4.2 Interface utilisateur	45
Figure 4.3 Interface de sortie - Feuille « ErrSimul »	46
Figure 4.4 Interface de sortie - Feuille « VA »	47
Figure 4.5 Interface de sortie - Feuille « Calcul_Débit ».....	47
Figure 4.6 Interface de sortie - Feuille « IntervMC»	48
Figure 4.7 Modules de la simulation Monte-Carlo	49
Figure 4.8 Algorithme utilisé pour générer les hydrogrammes de rupture	53
Figure 5.1 Répartition des données de Wahl (2014) selon leurs types et leurs modes de rupture.	61
Figure 5.2 Répartition des données de Wahl (2014) selon leurs érodabilité.....	62
Figure 5.3 Histogrammes des fréquences relatives observées et théoriques pour le rapport de la largeur sur la hauteur de brèche	63
Figure 5.4 Histogrammes des fréquences relatives observées et théoriques pour l'inclinaison des rives	64
Figure 5.5 Histogrammes des fréquences observées et théoriques pour le temps de formation	65

Figure 5.6 Histogrammes ajustés des fréquences relatives observées et théoriques D temps de formation	66
Figure 5.7 Comparaison de la distribution du rapport de la base sur la hauteur de brèche avec l'inclinaison des rives.....	68
Figure 5.8 Comparaison de la distribution du rapport de la base sur la hauteur de brèche avec le temps de formation.....	68
Figure 5.9 Comparaison de la distribution du temps de formation avec l'inclinaison des rives ..	69
Figure 6.1 Localisation de la digue Ouiqui (obtenu à partir du répertoire des barrages du (CEHQ))	71
Figure 6.2 Courbe d'emmagasinement du lac Kénogami	71
Figure 6.3 Volume sortant de la brèche à la fin du temps de formation en fonction du pas de temps	73
Figures 6.4.a et 27.b Erreurs de prédiction de la digue Ouiqui estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]20-25] min ayant une fréquence de 7,59 %	74
Figures 6.28.a et 28.b Erreurs de prédiction de la digue Ouiqui estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]25-30] min ayant une fréquence de 8,09 %	74
Figures 6.29.a et 6.b Erreurs de prédiction de la digue Ouiqui estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]30-35] min ayant une fréquence de 8,02	75
Figure 6.30 Distribution du débit de brèche de la digue Ouiqui générée à partir des données ajustées	76
Figure 6.31 Distribution du débit de brèche de la digue Ouiqui générée à partir des données initiales	77
Figure 6.32 Répartition du débit de brèche par intervalle de temps de formation de la digue Ouiqui	79
Figure 6.33 Hydrogrammes de rupture de la digue Ouiqui, générés par intervalle de probabilité (courbes en gris) et hydrogramme estimé par la méthode normée (courbe orange)	79
Figure 6.34 Courbes d'enveloppe et de fréquences de la digue Ouiqui.....	80

Figure 6.35 Hydrogrammes de ruptures de la digue Ouiqui générés pour les trois intervalles les plus probables.....	82
Figure 6.36 Barrage Clair (obtenu à partir du répertoire du (CEHQ)).....	83
Figures 6.37.a et 37.b Erreurs de prédiction du barrage Clair estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]20-25] min ayant une fréquence de 7,59 %	85
Figures 6.38.a et 38.b Erreurs de prédiction du barrage Clair estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]25-30] min ayant une fréquence de 8,09 %	85
Figures 6.39.a et 39.b Erreurs de prédiction du barrage Clair estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]30-35] min ayant une fréquence de 8,02 %	85
Figure 6.40 Distribution du débit de brèche du barrage Clair.....	86
Figure 6.41 Hydrogrammes de rupture du barrage Clair générés par intervalle de probabilité (courbes en gris) et hydrogramme estimée par la méthode normée (courbe orange)	87
Figure 6.42 Courbes d'enveloppe et de fréquences du barrage Clair	87
Figure 6.43 Hydrogrammes de ruptures du barrage Clair générés pour les trois intervalles les plus probables	89
Figure 6.44 Localisation du barrage Caribou (obtenu à partir du répertoire du (CEHQ)).....	90
Figures 6.45.a et 45.b Erreurs de prédiction du barrage Caribou estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]20-25] min ayant une fréquence de 7,59 %	91
Figures 6.46.a et 46.b Erreurs de prédiction du barrage Caribou estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]25-30] min ayant une fréquence de 8,09 %	92
Figures 6.47.a et 47.b Erreurs de prédiction du barrage Caribou estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]30-35] min ayant une fréquence de 8,02 %	92
Figure 6.48 Distribution du débit de brèche du barrage Caribou.....	93

Figure 6.49 Hydrogrammes de rupture du barrage Caribou générés par intervalle de probabilité (courbes en gris) et hydrogramme estimée par la méthode normée (courbe orange)	94
Figure 6.50 Courbes d'enveloppe et de fréquences du barrage Caribou	94
Figure 6.51 Hydrogrammes de ruptures du barrage Caribou générés pour les trois intervalles les plus probables.....	96
Figure D.1 Fiche technique de la digue Ouiqui tirée du répertoire du CEHQ	116
Figure D.2 Fiche technique du barrage Clair tirée du répertoire du CEHQ.....	117
Figure D.3 Fiche technique du barrage Caribou tirée du répertoire du CEHQ.....	118
Figure E.1 Distribution du rapport de la largeur sur la hauteur de brèche	119
Figure E.2 Distribution de l'inclinaison des pentes de rives de la brèche	120
Figure E.3 Distribution du temps de formation obtenue avec les données ajustées	120
Figure E.4 Distribution du temps de formation obtenue avec les données initiales	121

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Section transversale de l'écoulement en (m^2)
A_b	Section transversale de brèche en (m^2)
B	Largeur du canal de brèche en (m)
\bar{B}	Largeur moyenne de brèche en (m)
B_t	Largeur du sommet de la brèche en (m)
B_{t0}	Largeur initiale du sommet de la brèche en (m)
β	Paramètre qui décrit le taux d'érosion
B/H	Rapport final de la base sur la hauteur de brèche
b_{ti}	La largeur instantanée du fond de brèche en (m)
CEHQ	Centre d'expertise hydrique du Québec
Cov	Covariance de l'échantillon aléatoire
C_r	Coefficient de débit de la partie rectangulaire de la brèche
C_t	Coefficient de débit de la partie triangulaire de la brèche
c_v	Coefficient de correction de la vitesse d'approche
d	Diamètre des grains en (mm)
D_{30}	Diamètres de grains correspondant à 30 % de passant en (mm)
D_{90}	Diamètres de grain correspondant à 90 % de passant en (mm)
DC	Barrages avec noyau (Dams with corewalls)
Δt	Pas de temps en (s)
ERA	Erreur relative absolue des débits de brèche
FD	Barrages à masque en béton (Concrete-faced dams)

Φ_d	Angle de frottement développé du sol
G	Le charriage du fond <i>en</i> (kg/s)
g	L'accélération gravitationnelle (m/s^2)
γ	Poids spécifique de l'eau (N/m^3)
H	Charge hydraulique au-dessus du fond de brèche <i>en</i> (m)
H_b	Hauteur ultime de brèche <i>en</i> (m)
h_{bi}	Hauteur instantanée du fond de la brèche <i>en</i> (m)
h_d	Hauteur du barrage <i>en</i> (m)
HD	Barrages homogènes (Homogenous dams)
HE	Érodabilité élevée (High erodibility)
h_w	Profondeur d'eau dans le réservoir au moment de la défaillance <i>en</i> (m)
h_{wi}^{amont}	Hauteur d'eau instantanée à l'amont <i>en</i> (m)
h_{wi}^{aval}	Hauteur d'eau instantanée dans le bief aval <i>en</i> (m)
h_{wi}^{br}	Hauteur d'eau instantanée de la brèche <i>en</i> (m)
K	Nombre de simulations Monte-Carlo
K_c	Constante de l'équation de Cristofano
k_s	Coefficient de correction de la submersion
K_s	Coefficient de rugosité de Strickler
λ	Longueur du canal de brèche <i>en</i> (m)
LE	Érodabilité faible (Low erodibility)
ME	Érodabilité moyenne (Medium erodibility)
$MSPE_{med}$	Erreur quadratique moyenne de prédiction calculée à partir de la moyenne
$MSPE_{STDEV}$	Erreur quadratique moyenne de prédiction calculée à partir de l'écart-type

n	Nombre d’itération ou le coefficient de Manning
N^{hydro}	Nombre d’hydrogramme
N^{iter}	Nombre d’itération dans un intervalle de probabilité
Niv_{H_w}	Niveau de l’eau dans le réservoir en (m)
OT	Rupture par surverse (Overtopping)
P	Rupture par érosion interne (Seepage erosion/piping)
v_e	Coefficient du taux d’érosion en (m/s)
v_m	Coefficient de la vidange du réservoir en (m/s)
Ω	Paramètre qui dépend du type de sol
P	Périmètre mouillé du canal en (m)
q	Débit d’eau spécifique qui passe par la brèche (m^2/s)
q_0	Débit critique par unité de largeur en (m^3/s)
Q_i	Débit intrant dans le réservoir en (m^3/s)
Q_b	Débit intrant de brèche en (m^3/s)
Q_p	Débit de pointe de la brèche en (m^3/s)
Q_p^*	Forme adimensionnelle du débit
Q_s	Taux du transport des sédiments en (cfs)
Q'_s	Taux de transport sédimentaire en (kg/s)
q_s	Débit spécifique du sol arraché en (m^2/s)
ρ_s	La masse volumique du matériau solide en (kg/m^3)
S	Capacité de stockage du réservoir en (m^3) ou la pente hydraulique en (ft/ft) ou l’écart-type de l’échantillon aléatoire
S_f	Pente énergétique en (m/m)

t	Temps à un instant donné en (s)
t_f	Temps de formation de la brèche en (s)
Var	Variance de l'échantillon aléatoire
V_t	Volume de stockage à l'instant t en (m^3)
V_{t-1}	Volume de stockage au pas de temps qui précède l'instant t en (m^3)
V_w	Volume d'eau dans le réservoir au moment de la défaillance en (m^3)
W	Volume d'eau dans le réservoir en (m^3)
W_m	Volume d'eau stocké au niveau de la crête du barrage en (m^3)
W_0	Coefficient du niveau du réservoir
\bar{x}	Moyenne de l'échantillon aléatoire
Y_c	La hauteur critique de brèche en (m)
z	Facteur de pentes de rive en (m/m)
Z	Niveau d'eau dans le réservoir en (m)
z_α	Quantile correspondant au niveau de risque $1 - \alpha$
ZD	Barrages zonés (zoned - fill dams)
Z_m	Niveau de la crête du barrage en (m)

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Base de données	105
Annexe B – Barrages à forte et faible contenance (extrait de la loi sur la sécurité des barrages)	110
Annexe C – Représentation graphique et tests statistiques	111
Annexe D – Fiches techniques des barrages selon le répertoire du CEHQ	116
Annexe E – Distribution des variables aléatoires.....	119

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Les barrages figurent parmi les structures les plus anciennes construites par l'Homme. En effet, les premiers ouvrages sont apparus depuis cinq millénaires pour répondre aux besoins d'approvisionnement en eau et d'irrigation. De nos jours, l'eau stockée est utilisée dans diverses activités telles que la production d'énergie hydroélectrique, la protection contre les crues, la navigation et le loisir (Marche, 2008).

Les techniques adoptées lors de la construction des ouvrages de retenues sont multiples. Elles dépendent essentiellement des matériaux de construction choisis. En générale, les barrages se regroupent en deux catégories : les barrages rigides et les barrages en remblai. Les barrages rigides sont soit en béton, en pierre ou en maçonnerie, tandis que les barrages en remblai sont en terre, en enrochement ou en un mélange des deux (ICOLD).

Les barrages en remblai sont les plus répandus. En effet, 70 % des barrages dans le monde sont en remblai (ICOLD). Ils peuvent être répartis en trois catégories (Schleiss & Pougatsch, 2011) :

- Barrage homogène : Barrage en terre composé par le même type de matériau. Ce dernier est constitué en majorité d'argiles et il est relativement imperméable.
- Barrage à noyau : Barrage en terre ou en enrochement ayant deux composantes distinctes soit un noyau central étanche et une partie externe qui le recouvre. La partie externe s'assure de la stabilité de l'ouvrage. Elle est composée de terre, d'alluvions ou d'enrochements. Le noyau est généralement constitué de terre relativement imperméable comme l'argile, le limon, ou la moraine. Il peut être également sous la forme d'une paroi en béton, en béton bitumineux ou en acier.
- Barrage à masque amont : Barrage en terre ou en enrochement constitué d'un matériau relativement perméable. Dans ce cas, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton (armé ou bitumineux) ou par une géomembrane.

Lorsqu'un barrage rompt, un volume important d'eau est relâché, ce qui entraîne l'augmentation brutale et rapide de l'eau à l'aval de l'ouvrage. L'élévation du niveau d'eau forme une onde de submersion. Cette dernière est caractérisée par une hauteur, une vitesse et une durée. Elle progresse

vers l'aval selon les caractéristiques du terrain naturel. En général, l'onde de submersion s'atténue au fur et à mesure et commence à ressembler à une onde de crue. Elle engendre souvent l'inondation d'un large territoire. De plus, elle peut déplacer une grande quantité de sédiments, surtout lorsqu'il s'agit des barrages en remblai. Or, l'ampleur du risque dépend principalement des enjeux humains, environnementaux et économiques qui y sont impliqués.

Ainsi, au passage d'une onde de submersion, la population peut subir de l'isolement, des blessures et des risques de noyades. Les dégâts matériels se manifestent souvent par la destruction des bâtiments et le dysfonctionnement des services publics. Par ailleurs, l'impact sur l'environnement se présente généralement par la destruction de la faune et de la flore, l'endommagement du sol cultivable, la pollution et l'accumulation des débris.

Parmi les incidents les plus notables du 19^e siècle figure la rupture du barrage *South Fork*. Ce dernier se situait en Pennsylvanie, aux États-Unis. Il était construit à partir de terre et d'enrochements. Il avait une hauteur de 22 m, une longueur de 256 m, et une capacité de retenue de $18,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. L'apparition d'une brèche d'environ 128 m de largeur sur la crête de l'ouvrage a fait plus de 2 200 morts et des pertes d'environ 100 M\$ US (Marche, 2008).

Selon Marche (2008), les données les plus récentes montrent qu'il se produit environ 1,5 rupture de barrage par année. Or, pendant le 19^e siècle, le nombre de ruptures variait entre 10 à 40 ruptures tous les dix ans. À partir des données recensées par ICOLD (1995), il est possible de constater que la défaillance est occasionnée par la capacité insuffisante de l'évacuateur de crue dans 35 % des cas et par des problèmes de fondation dans 25 % des cas. De plus, la plupart des ruptures ont lieu pendant le premier remplissage. La sécurité des barrages est donc largement influencée par la qualité de la conception et de la construction. Par ailleurs, le développement des techniques de rupture a permis de diminuer le taux de rupture (pourcentage de rupture / pourcentage de barrages construits). En effet, les barrages construits après 1951 présentent un taux de 0,5 %, alors qu'il était de 2,2 % auparavant. Le taux global est évalué à 1,11 % pour les barrages en remblai et 0,54 % pour les barrages en béton (Marche, 2008).

La rupture des barrages est donc un phénomène rare, mais ces conséquences demeurent désastreuses sur les plans humain, environnemental et matériel. C'est pourquoi il faut se doter des outils nécessaires pour prédire un tel événement. Pour déterminer l'onde de submersion, il faut entre autres estimer le débit qui est engendré par la démolition du barrage. L'estimation de ce débit

nécessite la compréhension des mécanismes de rupture. Or, le barrage peut rompre de plusieurs façons. Foster, Fell et Spannagle (2000) présentent une étude statistique enregistrée après 1987 sur plus de 11 000 barrages en remblai à travers le monde. Il en résulte que 47 % des ruptures sont engendrées par la surverse, 48,7 % sont dues au renard et 4,3 % sont causées par le glissement.

L'étude de la rupture s'inscrit dans le cadre de la gestion du risque et la protection civile. Elle offre aux personnes responsables un moyen pour évaluer la sécurité des barrages, pour déterminer les zones menacées et pour mettre en place les mesures d'urgence et d'alerte. Selon Wahl (1998), cette étude est un processus à deux étapes :

- L'étude de la formation de la brèche : Elle consiste à décrire les mécanismes d'érosion, à définir les phénomènes physiques impliqués, à évaluer les incertitudes, à prévoir l'évolution spatiale et temporelle de la brèche et à développer des méthodes pour estimer le débit de brèche.
- L'étude de la propagation de l'onde de rupture : Elle tient compte de données géologiques pour délimiter les zones à risques et pour évaluer les caractéristiques de l'écoulement.

Ce mémoire traite particulièrement de *la formation de la brèche dans les barrages en remblai en cas de surverse*.

1.2 Problématique

Depuis de nombreuses années, plusieurs avancées ont été réalisées dans le domaine de la sécurité des barrages et l'analyse de risque. Des études ont accordé une attention particulière à la brèche des ouvrages en remblais due au phénomène de surverse. La brèche peut être analysée à partir d'un système réel construit en laboratoire. Cependant, ceci peut s'avérer extrêmement coûteux. Une solution alternative consiste à utiliser un modèle mathématique.

Les modèles mathématiques sont utilisés dans de nombreux domaines pour prédire le comportement de phénomènes réels. Or, il est difficile, voire impossible, d'avoir la valeur exacte d'une grandeur physique. La raison revient principalement à la compréhension des paramètres impliqués et de leurs interactions. En effet, il existe une multitude de facteurs qui sont à l'origine d'un événement naturel tel que la rupture. Ces facteurs sont tellement nombreux et divers qu'il est inconcevable de les étudier dans leurs intégralités. De plus, leurs caractéristiques et leurs degrés d'implication sont variables dans l'espace et dans le temps. Il devient ainsi impossible de cerner

tous les liens de causalité. Par ailleurs, les données obtenues sur le terrain et en laboratoire sont souvent confrontées à l'imprécision des appareils et des outils de mesures. Ainsi, l'estimation des phénomènes physiques est limitée. Le passage d'une situation concrète à un modèle théorique nécessite toujours plusieurs hypothèses physiques et mathématiques.

Pour tenir compte de la variabilité des grandeurs physiques, les études ont recours à l'évaluation des incertitudes. Ces derniers sont généralement exprimés sous la forme d'un domaine de possibilités, appelé intervalle de confiance. Ainsi, les valeurs d'une estimation sont acceptables en admettant un certain degré de confiance. Les limites supérieures et inférieures de l'intervalle sont souvent associées à une probabilité donnée. Elles permettent de donner un ordre de grandeur à la valeur estimée.

Les résultats finaux d'une simulation sont alors le fruit de plusieurs grandeurs incertaines. Les incertitudes individuelles de chaque grandeur se regroupent pour former l'incertitude totale qui caractérise les sorties du modèle. Dans les études de risques, l'estimation de ces incertitudes est aussi importante que la détermination des caractéristiques de la brèche. Elle constitue également un outil essentiel dans la prise de décision. Cette analyse peut se faire en utilisant une approche probabiliste qui considère les entrées et les sorties du modèle comme des variables aléatoires.

Au Québec, la rupture des barrages en remblai est assujettie à la norme HQ 60-00-00. Elle permet d'attribuer des valeurs fixes à certains paramètres de brèches en fonction du type de barrage et des conditions hydrologiques. Ces valeurs ont été établies en analysant les caractéristiques de ruptures antérieures. Ainsi, elles ne reflètent pas les grandeurs réelles, mais offrent plutôt une approximation réaliste et sécuritaire de la brèche. Dans ce cas, la qualité de l'estimation devient étroitement liée à la fiabilité de la norme. Les règles de bonne pratique sont alors prédisposées à comporter plusieurs incertitudes. Par ailleurs, les scénarios étudiés par la norme sont limités. En effet, même si elle différencie les ouvrages en enrochements de ceux en béton, elle distingue vaguement les différentes propriétés structurales qui peuvent les caractériser. De plus, elle donne très peu d'information sur les conditions hydrauliques et sédimentaires. Elle n'offre également aucun détail sur les caractéristiques géotechniques du sol.

À la lumière de cette réflexion, ce projet de maîtrise vient pour traiter de la question suivante :

Dans quelles mesures les incertitudes des paramètres de la brèche définis par la norme HQ 60-00-00 affectent-elles la rupture des barrages en remblai en cas surverse ?

1.3 Objectif de recherche

Pendant la rupture d'un barrage, le débit sortant de la brèche permet de définir les caractéristiques initiales de l'onde de rupture. Les zones à risques sont donc influencées par la fiabilité de l'hydrogramme de rupture. L'objectif de ce mémoire est de *développer un programme informatique qui permet d'évaluer les incertitudes relatives à la variation du débit de brèche pour un barrage donné.*

1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire est divisé en cinq sections principales, allant du chapitre 2 à 6 :

Le **chapitre 2** présente une revue de littérature sur la rupture par surverse des barrages en remblai. D'une part, il définit les mécanismes de rupture et les différents phénomènes impliqués. D'autre part, il explique les méthodes, les équations et les modèles de prédition.

Le **chapitre 3** explique l'approche utilisée dans ce mémoire. Il présente d'abord le principe de base de la méthode de Monte-Carlo. Ensuite, il décrit plus en détail les différentes hypothèses adoptées par le programme de simulation. Dans ce cas, il traite de deux volets. Le premier concerne le choix des variables aléatoires. Le deuxième aborde la modélisation mathématique de la brèche. Enfin, la dernière partie du chapitre présente les différentes étapes de réalisation.

Le **chapitre 4** décrit le programme de simulation développé pour évaluer les hydrogrammes de rupture probabilistes. D'une part, il clarifie la structure générale du système. D'autre part, il renseigne sur son fonctionnement interne. Pour ce faire, il présente d'abord les interfaces utilisateurs et de sortie tout en précisant les différentes options qui s'offrent à l'utilisateur. Ensuite, il explique les différents modules qui composent le programme.

Le **chapitre 5** renseigne sur les données utilisées dans l'étude probabiliste. Il décrit d'abord les informations assemblées sur la rupture des barrages, leurs sources et leur disponibilité. Ensuite, il définit les caractéristiques statistiques des variables aléatoires utilisées dans le modèle de simulation.

Le **chapitre 6** présente l'application du programme développé sur des cas types de barrage. D'une part, elle permet de vérifier le fonctionnement des différents modules. D'autre part, elle permet de comparer les résultats en tenant compte des approches probabilistes et normées.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

La sécurité des barrages est un domaine très vaste, qui a fait l'objet de plusieurs études. Ces études s'orientent principalement vers la collecte de donnée, l'expérimentation et le développement de calculs théoriques. En général, elle cherche soit à expliquer les différents phénomènes appliqués, soit à développer des méthodes et des outils de prévision ou bien à évaluer l'impact des ruptures sur les plans humains, économiques et environnementaux.

Ce chapitre présente une revue de littérature sur la rupture des barrages en remblai. Il est composé de quatre sections. La première définit les types, les modes et les mécanismes de rupture qui caractérise les barrages en terre. La deuxième explique les différents modèles mathématiques de brèche. La troisième introduit le modèle préconisé par la norme québécoise HQ 60-00-00. La quatrième traite des méthodes d'estimation du débit de brèche. Elle se concentre principalement sur les approches empiriques, physiques et stochastiques.

2.1 Rupture des barrages en remblai

2.1.1 Types de rupture

Selon le dictionnaire d'ICOLD (International Commission On Large Dams), un barrage rompt lorsqu'il est perdu sa capacité à emmagasiner de l'eau à la suite de la rupture ou du déplacement du sol qui compose le corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Il est ainsi possible de distinguer deux types de ruptures : la brèche et le glissement. Le glissement se manifeste par un mouvement gravitaire du massif de terre composant le barrage, tandis que la brèche concerne les phénomènes d'érosion causée par la circulation de l'eau. Cette érosion peut s'enclencher à l'intérieur ou à l'extérieur de l'ouvrage (Bonelli, 2001) :

- **L'érosion hydraulique interne**

L'érosion interne représente l'arrachement et l'acheminement des particules de sol à la suite de l'infiltration de l'eau dans le barrage ou dans sa fondation. Le transport de ces fragments commence généralement par une suffusion qui engendre la redistribution des particules fines. L'arrivée de ces granules à l'aval diminue localement la perméabilité du sol et augmente les pressions interstitielles. Lorsque ces pressions atteignent un certain seuil critique, elle commence à arracher des particules plus grossières. Ensuite, les matériaux enlevés sont transportés par charriage induisant le

phénomène de renard. Au fur et à mesure que le sol s'érode, un tunnel se forme dans le corps de l'ouvrage reliant ces côtés aval et amont. Par la suite, le creux s'élargit provoquant l'écroulement du remblai (Maknoon & Mahdi, 2010).

- **L'érosion hydraulique externe en cas de surverse**

L'érosion externe en cas de surverse (ou de submersion) se manifeste par la désagrégation de la surface du remblai dû au débordement de l'eau par-dessus la crête du barrage. La brèche peut commencer à des endroits différents à l'aval, selon les propriétés de l'écoulement (régime d'écoulement, vitesse...) et des caractéristiques du remblai (type de matériaux, densité, présence d'anomalie...). Elle progresse par la suite de manière régressive vers l'amont jusqu'à la rupture de l'ouvrage. Les causes de la rupture peuvent être naturelles, humaines ou techniques. En effet, elle peut être due à l'augmentation excessive de l'eau dans le réservoir notamment à cause de la mauvaise manipulation des vannes d'évacuation ou de l'accroissement des apports sédimentaires. Elle peut également être causée par l'abaissement du niveau de la crête dû à un tassement engendré par un tremblement de terre par exemple (Schleiss & Pougatsch, 2011).

2.1.2 Mécanismes de la rupture par surverse

Les processus d'érosion sont influencés par plusieurs facteurs physiques. Ces facteurs sont principalement liés aux caractéristiques du remblai et de l'écoulement. Ainsi, de nombreuses études ont été réalisées pour connaître l'incidence de ces paramètres sur le développement de la brèche. Cette section reprend les mécanismes de rupture expliqués par Degoutte (2012). Elle décrit l'érosion en fonction de la nature, la densité, la cohésion et l'homogénéité du sol.

- **Remblai homogène, non cohésif et compact**

Dans ce cas, les premières fissures apparaissent au pied du talus aval. À cet endroit, l'écoulement est turbulent. Il est également caractérisé par de grandes vitesses et des contraintes de cisaillement élevées. Par la suite, un affouillement commence à se former sur l'extrémité de l'ouvrage. Parallèlement, le niveau aval de l'eau augmente créant ainsi un ressaut hydraulique. Au fur et à mesure que l'eau s'écoule, le niveau piézométrique diminue. Les deux côtés de l'écoulement sont alors reliés par un chenal. Ensuite, l'arrachement et le transport des matériaux continus sur la surface du talus aval par érosion régressive. Ce processus se poursuit sur la crête du barrage jusqu'à

ce qu'il atteigne une certaine position critique. La position critique marque le début de la brèche. En effet, il ne s'agit plus d'un simple débordement, mais d'un engouffrement de l'eau de la rivière. La rupture s'élargit alors rapidement en profondeur puis sur les côtés soit par érosion latérale ou bien par glissement du talus. Une fois arrivé au fond de l'ouvrage, le développement vertical de la brèche s'arrête. Par contre, l'érosion latérale des rives continue avec la vidange du réservoir.

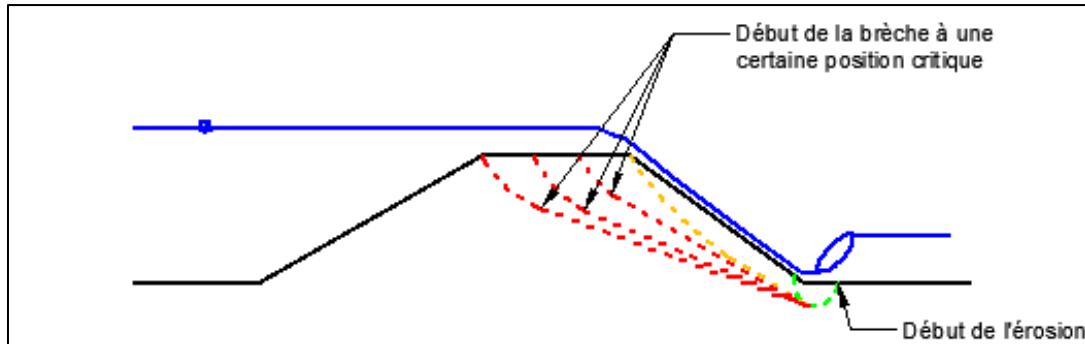


Figure 2.1 Processus d'érosion dans un barrage en terre homogène, non cohésif et compact (adaptée de Degoutte (2012))

- **Remblai homogène, non cohésif et lâche**

Dans ce type de configuration, la rupture peut commencer dès la première submersion. Elle se manifeste par une cavité positionnée à l'extrémité aval de la crête. Ensuite, cette cavité s'élargit vers l'aval formant ainsi une ravine. Cette ravine se transforme par la suite en un chenal qui relie les deux côtés de l'écoulement. L'érosion commence alors à se déplacer de manière régressive vers l'amont et le développement de la brèche se poursuit comme pour le cas précédent.

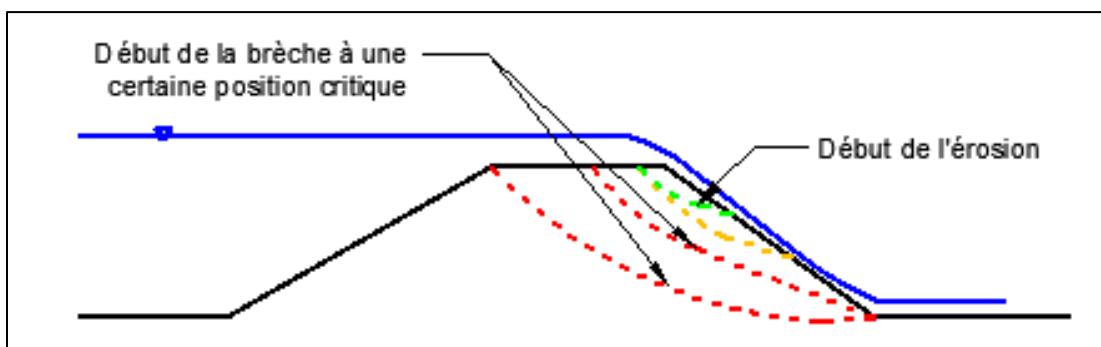


Figure 2.2 Processus d'érosion dans un barrage en terre homogène, non cohésif et lâche (adaptée de Degoutte (2012))

- **Remblai cohésif**

Lorsque le sol est cohésif, l'érosion est également initiée au pied du barrage. Elle peut être causée par l'effet du jet ou par le changement de direction. Ensuite, elle progresse de manière régressive vers l'amont. Or, l'arrachement des matériaux se fait cette fois-ci par bloc (*Headcut*). La pente du barrage prend alors la forme de marche d'escalier, où l'eau s'écoule en cascade. L'énergie commence ainsi à se dissiper d'un palier à l'autre. Ensuite, sous l'influence de la chute, la partie en saillie de chaque bloc se détache rapidement par renversement. Les marches d'escalier augmentent alors en hauteur et diminuent en nombre. Lorsque l'érosion arrive à l'autre extrémité de la crête, la brèche se développe comme dans les cas précédents.

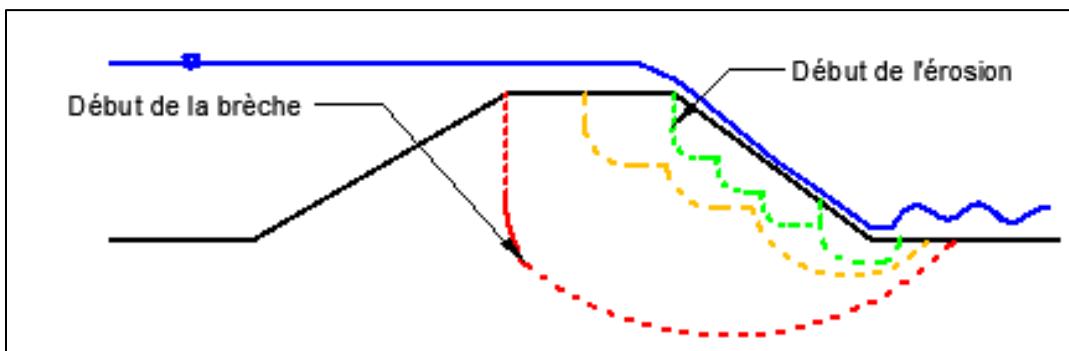


Figure 2.3 Processus d'érosion dans un barrage en terre cohésif (adaptée de Degoutte (2012))

- **Remblai hétérogène**

Les mécanismes d'érosion des barrages hétérogène sont décrits par Wu et al. (2011). Il concerne particulièrement les remblais ayant un noyau en argile, en acier ou en béton. Dans ce cas, l'arrachement des matériaux peut commencer de manière aléatoire sur la surface du talus aval. Durant la phase d'initiation, la progression de la rupture peut se faire soit en surface ou par bloc jusqu'à ce qu'elle atteigne la partie centrale. Ensuite, les forces appliquées influencent la stabilité du noyau. La rupture peut alors se faire par glissement, par renversement ou par flexion. Les matériaux ainsi rompus sont emportés vers l'aval, tandis que le canal de brèche progresse rapidement en profondeur puis sur les côtés soit par érosion latérale ou bien par glissement du talus.

2.2 Modélisation de la brèche

2.2.1 Considérations géométriques

Les formes de brèches présentées dans la littérature sont diverses. Elles sont souvent schématisées par des triangles, des rectangles, des trapèzes ou des paraboles. Cette variation provient des nombreuses sources d'incertitude qui régissent la rupture des barrages. Pour connaître le modèle le plus approprié, Singh, V. P. et Scarlatos (1988) ont comparé les brèches triangulaires et rectangulaires du barrage Teton. De cette manière, ils ont conclu que les ruptures rectangulaires donnent des résultats plus précis que ceux ayant une forme triangulaire.

MacDonald et Langridge-Monopolis (1984) distinguent deux formes de rupture. Dans ce cas, la brèche prend d'abord une forme triangulaire avec une pente égale à 2. Ensuite, elle devient trapézoïdale lorsque l'érosion dépasse la base du barrage. Une approche similaire a été utilisée par Macchione (2008) en supposant une pente de brèche constante prédéfinie. Par ailleurs, Houston (1985) a révisé le modèle de rupture de MacDonald et Langridge-Monopolis (1984). Il propose alors d'utiliser une brèche trapézoïdale avec une pente de 45 degrés et dont la base est égale à la hauteur (Singh, V., 1996).

Par ailleurs, Hahn, Hanson et Cook (2004) suggèrent d'utiliser un modèle dynamique qui tient en compte de la variation de la morphologie de la brèche et du taux d'érosion.

2.2.2 Définition des paramètres de brèche

Le modèle trapézoïdal de brèche est le plus utilisé pour représenter la rupture. Ce schéma est caractérisé par plusieurs paramètres, dont la définition peut varier d'une référence à l'autre. Selon Wahl (1998), la brèche est définie par cinq paramètres : la profondeur, la largeur, la pente des rives, le temps d'initiation et le temps de formation.

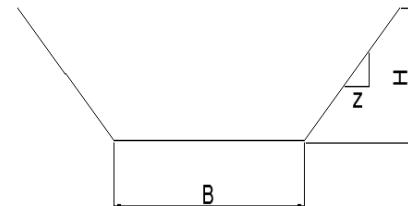


Figure 2.4 Modèle de brèche trapézoïdale

Lors du recensement des barrages, les dimensions de brèche représentent la géométrie finale de la rupture. Ils sont déterminés par des mesures in situ, avec l'analyse de cartes topographiques ou à partir de formules de régression. Les équations de régression sont nombreuses dans la littérature. Elles expriment généralement la variation des paramètres de brèche en fonction de la hauteur du

barrage et des caractéristiques du réservoir. Wahl (1998), recueille les principales méthodes utilisées pour la prédition de la géométrie de la brèche. Dans cette étude, la profondeur (ou la hauteur) hb désigne la distance entre le fond de la brèche et la crête du barrage. La largeur \bar{B} représente la moyenne entre les deux bases du trapèze. Par ailleurs, le facteur de pente Z correspond à la valeur moyenne de l'inclinaison des rives (Froehlich, 2008; Wahl, 1998).

Pour modéliser la rupture, il faut également connaître l'évolution de sa géométrie dans le temps. À cet effet, Wahl (1998) distingue deux durées différentes ; soit le temps d'initiation et le temps de formation. Le temps d'initiation définit la période comprise entre le début de la surverse et le moment où la rupture devient imminente. Dans cet intervalle, les premières fissures apparaissent sur la surface du barrage, ce qui constitue un bon indicateur pour prévenir et évacuer la population. Or, la brèche peut s'arrêter à tout moment et elle ne semble pas influencer l'hydrogramme de sortie. Selon (Wahl, 2014), la phase d'initiation est reliée à l'érosion régressive qui progresse du pied aval du talus jusqu'à sa surface amont. Ensuite, la phase de formation commence lorsque la brèche atteint le sommet aval de l'ouvrage. À cet endroit, la rupture s'élargit rapidement en profondeur et sur les côtés. Le débit sortant devient alors conditionné par le changement de la section transversale de la brèche. Lorsque cette section atteint sa taille ultime, le temps de formation prend fin. En pratique, ces durées sont déterminées par l'analyse de photographie, à l'aide des mesures de débit ou à partir des équations de régression (Froehlich, 2008; Wahl, 1998, 2014).

2.2.3 Représentation des processus d'érosion

Une description détaillée de la formation de la brèche permet une prédition exhaustive de l'hydrogramme de rupture. Ainsi, plusieurs modèles ont été conçus pour représenter l'évolution de la brèche dans le temps. Ils permettent de reproduire de manière simplifiée les différents mécanismes d'érosion. À cet issu, de nombreux chercheurs ont essayé de comprendre les phénomènes physiques à l'origine de la rupture.

La CIGB (1998) distingue cinq types de modèles qui décrivent la formation brèches :

- **Modèle 1 : La brèche est représentée par un seuil qui s'élargit selon une formule empirique**

Dans ce modèle, la forme de la brèche est prédéfinie. Les premières fissures apparaissent généralement d'une manière soudaine et instantanée sur le sommet du barrage dès que l'eau

commence à déborder. Ainsi, seul le temps de formation est considéré lors de la simulation de la rupture. La raison est que pendant la phase d'initiation, l'érosion de la surface du barrage ne semble pas influencer le débit qui la traverse. Par ailleurs, la largeur finale, le temps et le débit de brèche sont déterminés par des formules empiriques issues de cas réel.

Durant la phase de formation, la variation des paramètres de brèche peut être représentée de plusieurs façons. À cet effet, Froehlich (2008) distingue trois schémas ; soit les modèles A, B et C (voir figure 2.5). Dans le modèle A, le facteur de pente demeure constant durant tout le processus de l'érosion. La base de la brèche est considérée comme nulle jusqu'à ce qu'elle atteigne le fond de l'ouvrage. Une fois arrivée au fond, elle prend subitement sa valeur ultime. Dans le modèle B, la pente est toujours constante, mais l'ouverture du fond de la brèche augmente graduellement durant l'érosion. Dans le modèle C, c'est la pente qui varie, alors que la largeur de la base reste stable (Froehlich, 2008).

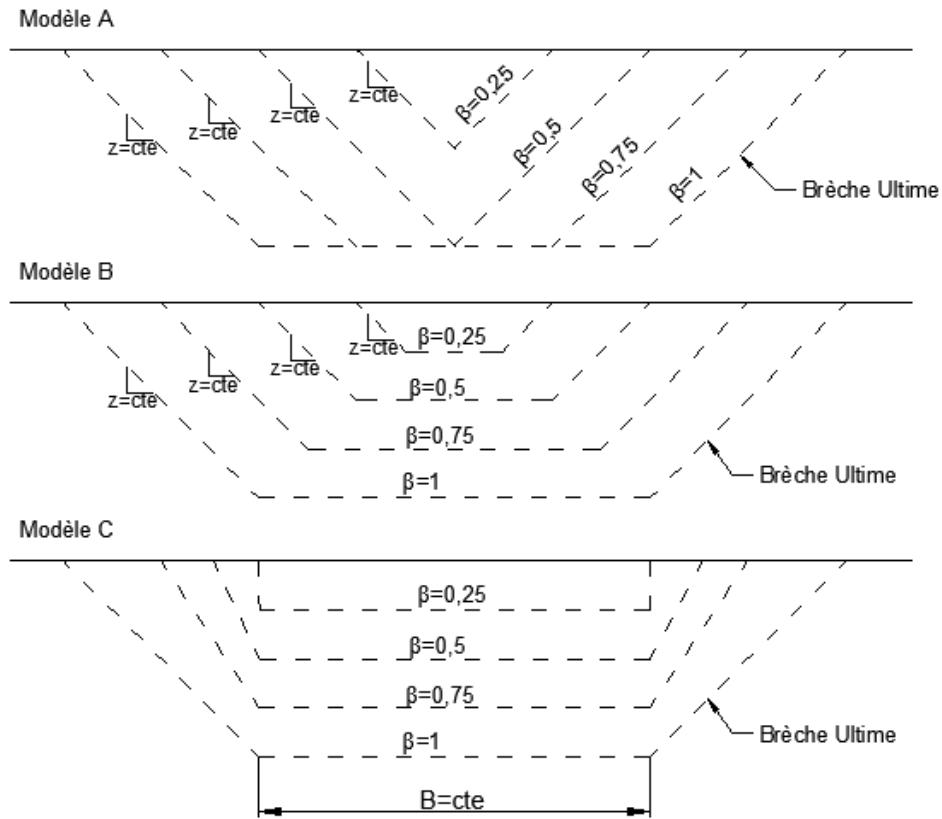


Figure 2.5 Modèles de brèche (adaptée de Froehlich (2008))

En général, l'évolution de la brèche est considérée comme étant un processus linéaire. Or, plusieurs scientifiques recommandent d'approximer la variation des dimensions de brèche par des fonctions d'onde sinusoïdale. De cette façon, la rupture évolue selon trois vitesses. À départ, elle progresse lentement. À un moment donné, elle accélère avec une tendance linéaire. Finalement, elle ralentit lorsque la brèche se rapproche de ses dimensions finales. Selon Wahl (2014), le choix de la méthode de développement dépend du cas du barrage étudié (Froehlich, 2008; Wahl, 2014).

Pour décrire le taux d'érosion, Froehlich (2008) introduit le paramètre β déterminé à partir de la formule suivante :

$$\beta = \begin{cases} \frac{t}{t_f} & \text{Pour une progression linéaire} \\ \frac{1}{2} \left\{ 1 + \sin \left[\pi \left(\frac{t}{t_f} - \frac{1}{2} \right) \right] \right\} & \text{Pour une progression de type} \\ & \text{onde sinusoïdale} \end{cases} \quad \text{Équation 2.1}$$

Où t , est le temps à un instant donné

t_f , est le temps de formation de la brèche

La largeur instantanée du sommet de la brèche est alors estimée à partir de l'équation suivante :

$$b_{ti} = \beta (B_t - B_{t0}) + B_{t0} \quad \text{Équation 2.2}$$

Par ailleurs, la hauteur de brèche est donnée par la relation suivante :

$$h_{ti} = \begin{cases} \left\{ \frac{b_{ti}}{2z}, H_b \right\} & \text{Pour le modèle A} \\ \beta H_b & \text{Pour les modèles B et C} \end{cases} \quad \text{Équation 2.3}$$

Où B_t , est la largeur finale du sommet de la brèche

B_{t0} , est la largeur initiale du sommet de la brèche ($B_{t0} = 0$ pour les modèles A et B)

H_b , est la largeur finale du sommet de la brèche

z , est le facteur de pentes de rive

- **Modèle 2 : La brèche est représentée par un seuil qui s'élargit selon les contraintes appliquées**

Ce modèle utilise également une forme prédéfinie de brèche. Par contre, le développement de la rupture n'est pas déterminé à partir d'une formule empirique. Il est fonction de la contrainte de

cisaillement moyenne appliquée sur la surface érodable. Parmi les premières études à utiliser ce modèle, il y a celle de Cristofano (1965). Elle se base sur le principe d'équilibre des forces qui relient les forces de l'écoulement au frottement appliqué sur la surface de la rupture. Ce modèle permet alors d'exprimer le taux d'érosion en fonction du débit de brèche. Dans ce cas, la rupture prend la forme d'un trapèze, dont la largeur du fond est constante. Par ailleurs, l'inclinaison des rives est égale à l'angle de repos du remblai, alors que la pente longitudinale est définie par l'angle de frottement interne des matériaux (Fread, 1988 ; Zerrouk, 2004).

- **Modèle 3 : La brèche est représentée par un seuil et un chenal érodable à l'aval**

Dans ce cas, la rupture est considérée comme un canal prismatique de pente uniforme. Sur le sommet du canal, l'écoulement est supposé critique. Le débit liquide est alors calculé à partir de la formule des déversoirs. Ensuite, la hauteur et la profondeur de l'écoulement sont estimées à l'extrémité du talus aval par l'équation de Bernoulli. À cet endroit, le transport des sédiments atteint sa capacité maximale. Le volume du sol arraché est alors évalué selon les formules du transport solide. Par ailleurs, le développement de la brèche est déterminé à la suite de la combinaison des équations de continuité hydraulique et sédimentaire (Macchione & Sirangelo, 1990).

- **Modèle 4 : L'ensemble de la brèche est représenté par un chenal érodable à l'aval**

Cette approche permet de modéliser l'érosion progressive de la brèche en considérant la nature non permanente de l'écoulement. Pour ce faire, les équations du fluide et du transport solide sont résolues par la méthode des différences finies.

L'écoulement est représenté par les équations unidimensionnelles de Saint-Venant :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A_d}{\partial t} = 0 \quad \text{Équation 2.4}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad \text{Équation 2.5}$$

Où A , est la section transversale de l'écoulement en (m^2)

A_d , est la section transversale de la brèche en (m^2)

S_f , est la pente énergétique (m/m)

Z , est la hauteur d'eau (m)

Les sédiments sont déterminés par l'équation de continuité d'Exner :

$$\frac{\partial Q'_s}{\partial x} + (1 - p)\rho_s B + \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad \text{Équation 2.6}$$

Où Q'_s , est le taux de transport sédimentaire en (kg/s)

B , est la largeur moyenne du chenal en (m)

ρ_s , est la masse volumique du matériau solide en (kg/m^3)

z , est l'élévation du lit en (m)

L'étude de Macchione et Sirangelo (1988) utilise ce modèle pour simuler l'évolution de la brèche dans le temps. Elle inclut également la variation dynamique du volume d'eau dans le réservoir. Dans ce cas, la rupture prend d'abord une forme triangulaire ensuite elle devient trapézoïdale lorsqu'elle atteint le fond du barrage.

- **Modèle 5 : Le développement de la brèche est déterminé à partir d'un processus par étape**

Le cinquième modèle considère le développement de la brèche comme un processus non uniforme. Pour ce faire, il décompose la formation de la rupture en plusieurs phases. Chaque phase est caractérisée par son type d'écoulement, son processus d'érosion et ses équations de prédiction. Les équations de prédiction sont déterminées de manières semi-empiriques. En effet, elles contiennent plusieurs paramètres issus des données obtenues sur le terrain et en laboratoire.

Cette technique permet de traiter localement les interactions entre le sol et les sédiments. Elle tient alors compte de l'hétérogénéité du barrage. La formation de la brèche devient ainsi influencée par la présence d'un masque aval, d'un noyau central, de filtres et des différents types de matériaux constituant le remblai. Par ailleurs, les processus d'érosion peuvent s'arrêter à n'importe quel moment, s'il rencontre un facteur limitant. Parmi ces facteurs, il y a la fondation, les appuis, l'écoulement à l'aval et la limite de stockage du réservoir (CIGB, 1998).

Plusieurs expériences menées en laboratoire ont permis de déterminer les différentes phases de l'érosion. Or, le nombre de phases peut varier d'une référence à l'autre. Par exemple, le modèle numérique SIMBA subdivise le développement de la brèche en quatre étapes. Ces étapes sont expliquées en détail par Temple, D. M. et Hanson (2005).

2.3 Norme en vigueur

À cause des incertitudes reliées à la prédition des paramètres de brèche, plusieurs pays ont mis au point leurs propres normes pour la modélisation des ruptures. Ces normes se basent sur des études et des observations menées sur des barrages ayant rompu par le passé. L'objectif est d'adopter une stratégie réglementée, commune et sécuritaire qui guide l'ingénieur dans sa pratique. À cet égard, Hydro-Québec a développé la norme HQ 60-00-00. Cette dernière définit les grandes lignes directrices qui régissent la rupture de différents types de barrage. Ainsi, pour la submersion des barrages en remblai, la norme fournit les critères suivants (Marche, 2008, p. 45-46) :

- Critères géométriques : La brèche doit avoir la forme d'un trapèze. Dans ce cas, la largeur ultime de la base fait quatre fois la hauteur de l'ouvrage et les rives ont une pente de 45 degrés. L'inclinaison des rives est modifiable selon les conditions du terrain naturel.
- Critère temporel : Le temps de formation de la brèche est généralement de 30 min. Néanmoins, des durées plus grandes peuvent être considérées pour les barrages ayant un masque amont.

2.4 Estimation du débit de brèche

2.4.1 Méthodes empiriques

La méthode empirique permet d'estimer le débit de pointe à la sortie de la brèche en utilisant des formules de régression. Ces formules se basent sur les données de barrages ayant rompu par le passé. Il s'agit de relier directement l'hydrogramme de rupture avec les paramètres hydrauliques qui influencent l'érosion. En général, la variation du débit dans le temps est déterminée à partir de la durée de la formation de la brèche (Wahl, 1998).

La régression peut être simple ou multiple. La variable indépendante de la régression simple est soit la hauteur du barrage, soit la profondeur d'eau à l'amont, soit le volume d'eau dans le réservoir, soit la capacité de stockage, ou bien la combinaison de plusieurs de ces paramètres. Pour relier ces paramètres au débit de brèche, les scientifiques utilisent les équations des courbes de tendance ou d'enveloppe. Les principales formules employées dans la littérature sont présentées par (Wahl, 1998, 2004). Elles ont été également retranscrites dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 Équations de régression utilisées dans la littérature (adapté de Wahl (2004))

Références	Équations
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 1,268 (h_w + 0,30)^{2,5}$
SCS (1981)	$Q_p = 16,6 (h_w)^{1,85}$
Hagen (1982)	$Q_p = 0,54 (S \cdot h_d)^{0,5}$
Bureau of Reclamation (1982)	$Q_p = 19,1 (h_w)^{1,85}$ (éq. d'enveloppe)
Singh et Snorrason (1984)	$Q_p = 13,4 (h_d)^{1,89}$
Singh et Snorrason (1984)	$Q_p = 1,776 (S)^{0,47}$
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 1,154 (V_w h_w)^{0,412}$
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 3,87 (V_w h_w)^{0,411}$ (éq. d'enveloppe)
Costa (1985)	$Q_p = 1,122 (S)^{0,57}$
Costa (1985)	$Q_p = 0,981 (S h_d)^{0,42}$
Costa (1985)	$Q_p = 2,634 (S h_d)^{0,44}$
Evans (1986)	$Q_p = 0,72 (V_w)^{0,53}$
Froehlich (1995)	$Q_p = 0,607 (V_w^{0,295} h_w^{1,24})$

Parmi les équations les plus anciennes, il y a celle de Kirkpatrick (1977) qui associe le débit de pointe avec la hauteur d'eau dans le réservoir. Elle se base sur 13 cas de rupture réelle et 6 cas simulés. À partir de ces cas réels, SCS (1981) a développé une nouvelle relation de puissance. Cette relation a été améliorée ensuite par USBR (1982) en utilisant une base de données plus large. De manière générale, les méthodes empiriques exploitent directement des informations de cas réelles. Or, il existe également des techniques qui utilisent des résultats de simulation numérique. À titre d'exemple, Singh, K. P. et Snorrason (1984) ont déterminé le débit de brèche à partir des valeurs obtenues avec les logiciels DAMBRK et HEC-1 appliquée sur huit cas de barrage (Wahl, 1998).

Pour connaître l'influence du regroupement d'un ensemble d'éléments sur le débit sortant, MacDonald et Langridge-Monopolis (1984) ont introduit un nouveau paramètre ; nommée le « facteur de formation de brèche ». Ce dernier représente le produit de la hauteur d'eau avec le volume du réservoir. Tandis que Costa (1985) définit le « facteur de barrage » qui est obtenu en multipliant la hauteur du barrage avec le volume de stockage.

Par ailleurs, des recherches ont adopté des régressions multiples pour déterminer le débit de brèche. Dans ce cas, l'influence de chaque paramètre est présentée de manière distincte. Par exemple, l'équation de Froehlich (1995) utilise deux variables indépendantes ; soit la hauteur et le volume d'eau dans le réservoir. Cette équation est développée en se basant sur les données historiques de 22 barrages. Ensuite, ces données ont été utilisées pour comparer les relations de Froehlich (1995), de MacDonald et Langridge-Monopolis (1984), et de Costa (1985). Ainsi, il était possible de conclure que la relation de Froehlich (1995) est la mieux adaptée, surtout pour les plus faibles débits. La performance de cette relation a été confirmée par Wahl (1998) en utilisant un plus grand nombre de données. Il s'agit de 10 cas de rupture additionnels qui s'ajoutent à l'ancienne base de données, totalisant ainsi 32 cas de rupture.

Des recherches ont développé des relations plus complexes qui utilisent non seulement les caractéristiques du réservoir et du barrage, mais aussi les paramètres de brèche. Parmi ces relations, il y a celle de Soil Conservation Service (1985) qui se présente comme suit :

$$Q_p = 1100 \left(\frac{V_w h_w}{A} \right)^{1.35} \quad \text{Équation 2.7}$$

Où Q_p , est le débit de pointe en ft^3/s

V_w , est le volume d'eau dans le réservoir au moment de la défaillance en ft^3

h_w , est la hauteur d'eau dans le réservoir au moment de la défaillance en ft

A , est la section transversale de la brèche en ft^2

Cette relation introduit un nouveau paramètre B_r nommé le « facteur de brèche ». Tel que $B_r = \frac{V_w h_w}{A}$. Or, l'équation de Soil Conservation Service (1985) est valide seulement pour les réservoirs dont la hauteur d'eau est inférieure à 103 ft .

Les équations empiriques développées entre 1977 et 1995 utilisent un nombre limité de données. En effet, un maximum de 29 cas de rupture a été exploité durant ces analyses de régression. Pierce

(2008), propose de réviser ces formules à partir d'un plus grand échantillon. Cet échantillon provient de la combinaison des données de Wahl (1998) avec celle de Pierce (2008). La base de données ainsi obtenue comprend 87 cas de rupture. L'application des modèles de régression sur ces cas de rupture a permis de produire de nouvelles équations de prédition (Pierce, Thornton, & Abt, 2010). Ces équations sont présentées dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.2 Équations de prédition développée par Pierce (2008)

Variable de contrôle	Type de régression	Équation de prédition
H	Meilleure tendance linéaire	$Q_p = 0,784 (H)^{2,668}$
	Meilleure tendance curviligne	$Q_p = 2,325 \ln(H)^{6,405}$
V	Meilleure tendance linéaire	$Q_p = 0,00919 (V)^{0,745}$
V.H	Meilleure tendance linéaire	$Q_p = 0,00176 (V.H)^{0,606}$
V et H	Multiple	$Q_p = 0,038 (V^{0,475} H^{1,09})$
V, H et W_{ag}	Multiple	$Q_p = 0,863 (V^{0,335} H^{1,833} W_{ag}^{-0,633})$
V, H et L	Multiple	$Q_p = 0,012 (V^{0,493} H^{1,206} L^{0,266})$

Note H , est la hauteur d'eau dans le réservoir h_w . En cas de rupture par surverse, s'il n'y a pas d'information sur la hauteur d'eau dans le réservoir, la hauteur H est définie par la hauteur du barrage h_d
 V , est le volume du réservoir au moment de la rupture. Il intègre le volume d'eau dans le réservoir V_w et la capacité de stockage S
 W_{ag} , est la largeur moyenne de la brèche
 L , est la largeur du barrage

À partir de la nouvelle base de données, Pierce et al. (2010) compare les anciennes et les nouvelles équations de prédition. Il conclut que les modèles antérieurs sont généralement plus conservateurs que ceux de Pierce (2008). Il est également possible d'observer une diminution significative de l'erreur moyenne. Par exemple, l'équation de Froehlich (1995) présente 460 % d'erreur, tandis que son équivalent dans la nouvelle étude a une erreur moyenne de 113 %. Or, une analyse d'incertitude

démontre que les relations de Pierce (2008) ont tendance à sous-estimer le débit observé. Par contre, ces relations présentent un plus petit intervalle de confiance. Dans ce cas, l'intervalle est de $[\pm 0,45, \pm 0,6]$, alors que celui de l'ensemble des équations est de $[\pm 0,3, \pm 0,9]$. Par ailleurs, il est possible de constater que l'augmentation des variables de contrôle améliore la corrélation entre les données observées et estimées.

D'autres facteurs peuvent être à l'origine des incertitudes reliées à l'estimation du débit de brèche. L'observation des processus physiques a permis de connaître plusieurs de ces facteurs. À cet issu, Xu et Zhang (2009) ont introduit trois nouveaux paramètres à l'étude de régression. Il s'agit de l'érodabilité, du type de barrage et du mode de rupture. La particularité de cette étude réside dans le fait que les nouvelles variables ajoutées sont représentées par des valeurs qualitatives. Durant le développement mathématique des équations de prédiction, les variables discrètes sont remplacées par les matrices présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.3 Variables discrètes des équations de régression de Xu et Zhang (2009)

Type de barrage	Mode de rupture			Érodabilité		
avec écran	X_{31}	X_{32}	X_{33}			
à masque en béton	1(e)	0(1)	0(1)	Surverse	X_{41}	X_{42}
homogène/zoné	0(1)	1(e)	0(1)	Érosion interne	1(e)	0(1)
	0(1)	0(1)	1(e)		0(1)	1(e)

Note : Les nombres à l'extérieur de la parenthèse concernent la régression additive et ceux à l'intérieur de la parenthèse sont réservés à la régression multiplicative.

Dans ce cas, chaque nombre indique la présence ou l'absence d'une caractéristique. En plus de ces facteurs, deux variables sont considérées. La première est la hauteur adimensionnelle du barrage, défini par la relation H_d/H_r . La deuxième est le « coefficient de la forme du réservoir » exprimé par le rapport $V_w^{1/3}/H_w$. Ainsi, l'influence de la grandeur du réservoir est prise en compte lors de l'estimation du débit.

L'étude de Xu et Zhang (2009) propose deux modèles de régression. En effet, il y a d'abord le « meilleur modèle de prédiction exact ». Ce dernier permet de développer la formule de prédiction en utilisant l'ensemble des cinq variables de contrôle. Il s'agit de trouver l'équation de la meilleure courbe de tendance qui représente la distribution de l'échantillon. Pour ce faire, 66 cas de rupture de barrage ont été utilisés. Ensuite, il y a le « meilleur modèle de prédiction simplifié » qui utilise

un nombre plus restreint de facteurs. Dans ce cas, les équations de régression comprennent soit un paramètre indépendant, ou bien la combinaison de deux ou trois variables de contrôle. Cependant, elles utilisent des bases de données plus larges comparativement au modèle exact. La formule choisie comprend alors 71 cas de rupture. Le tableau suivant présente les équations de prédiction ainsi obtenue :

Tableau 2.4 Équations de prédiction des paramètres de brèche présentée par Xu et Zhang (2009) (adapté de Wahl (2014))

	b_3			b_4			b_5		
	Type de barrage			Mode de rupture			Érodabilité		
	DC	FD	HD	OT	P	HE	ME	LE	
Le meilleur modèle de prédiction exacte :									
$\frac{Q_p}{\sqrt{gV_w^{5/3}}} = 0,175 \left(\frac{H_d}{H_r} \right)^{0,199} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w} \right)^{-1,274} e^{B_4}$ $B_4 = b_3 + b_4 + b_5$	-0,503	-0,591	-0,649	-0,705	-1,039	-0,007	-0,375	-1,362	
Le meilleur modèle de prédiction simplifiée									
$\frac{Q_p}{\sqrt{gV_w^{5/3}}} = 0,133 \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w} \right)^{-1,276} e^{C_4}$ $C_4 = b_4 + b_5$					-0,788	-1,232	-0,089	-0,498	-1,433

Note : H_r est la hauteur du barrage de référence =15 m.

À partir d'une analyse d'incertitude, Xu et Zhang (2009) concluent que les deux modèles de régression sont plus performants que ceux de Froehlich (1995) et USBR (1982). De plus, Wahl (2014) démontre que le modèle simplifié a le meilleur coefficient de détermination. Il est aussi plus adéquat que les relations de Froehlich (1995) et de Pierce et al. (2010) lorsque l'érodabilité est élevée. Cependant, Wahl (2014) ne recommande pas d'utiliser les modèles de Xu et Zhang (2009)

pour des barrages à faible érodabilité. La raison est que cette propriété est peu présente dans la base de données utilisée. En effet, l'étude comporte seulement 7 cas de barrage ayant une faible érodabilité.

De manière similaire, Danka et Zhang (2015) développent des équations empiriques pour la prédiction du débit de brèche en considérant les processus physiques de la rupture. Par contre, ils utilisent d'autres variables de contrôle dans leurs analyses de régression. Il s'agit de la hauteur (h), de la largeur (w) et du type du barrage (t), du mécanisme de rupture (F) et du type de matériaux qui composent le remblai (m). Cette fois-ci, le type de barrage permet de différencier ceux qui sont composés seulement de remblai et ceux qui contiennent des structures additionnelles. Cette variable indique donc la présence de matériau composite. Dans cette étude, les données de 90 cas de rupture sont utilisées. Le tableau suivant présente les équations de régressions ainsi obtenues :

Tableau 2.5 Équations de prédiction du débit de brèche de Danka et Zhang (2015)

	<i>t</i>		<i>m</i>		
	Type de barrage		Type de matériau		
	Composite	En terre	Grossier	Fin	Organique
$Q_p = 2,55 \frac{h^{1,14} w^{0,58} e^m}{e^t}$	0,93	0	2,84	2,60	1,47
$Q_p = 4,15 \frac{h^{1,67} e^m}{e^t}$	1	0	3,47	3,20	2,01

L'analyse de régression de De Lorenzo et Macchione (2014) a développé une autre approche pour intégrer les processus physiques à la prédiction du débit de brèche. Dans ce cas, deux variables de contrôle sont utilisées. La première est le coefficient α_0 qui permet de considérer la forme du réservoir. La deuxième est le paramètre adimensionnel G qui tient compte de l'érodabilité du barrage. Ces deux variables sont représentées par les relations suivantes :

$$W(Z) = W_0 Z^{\alpha_0}$$

Équation 2.8

$$G = \frac{v_e}{v_w}$$

Équation 2.9

- Où v_e , est le coefficient du taux d'érosion en (m/s) : $v_e = (k_0/K_s^3)(\gamma g)^{3/2}$.
- v_w , est le coefficient de la vidange du réservoir en (m/s): $v_w = \sqrt{g}Z_m^{7/2}/W_m$.
- W , est le volume d'eau dans le réservoir en (m^3)
- W_0 , est le coefficient du niveau du réservoir
- W_m , est le volume d'eau stocké au niveau de la crête du barrage en (m^3)
- Z , est le niveau d'eau dans le réservoir en (m)
- Z_m , est la hauteur du barrage en (m)

De cette manière, les propriétés physiques des valeurs quantitatives. Ensuite, les débits sont générés à partir de simulation numérique. Ces simulations sont réalisées en faisant varier le paramètre G entre 0,1 et 1000 et le coefficient α_0 entre 1 et 4. La relation empirique obtenue à partir de cette étude se présente comme suit :

$$Q_p^* = 0,2293 \alpha_0^{0,3658} G^{0,485}$$

Équation 2.10

- Où Q_p^* , est la forme adimensionnelle du débit : $Q_p^* = Q_p/g^{1/2}Z_m^{5/2}$

2.4.2 Méthodes physiques

Selon Wahl (1998), la méthode physique utilise les connaissances de l'hydraulique, du transport solide et de la mécanique des sols pour prédire les paramètres et le débit de brèche. Ainsi, elle permet non seulement d'évaluer les dimensions ultimes de la brèche, mais aussi d'expliquer le processus d'érosion, de la rupture et de l'écoulement de l'eau. Or, il y a une légère distinction à faire entre la méthode définie par Wahl et celle présentée dans cette section. En effet, les techniques décrites ici s'intéressent particulièrement à l'estimation physique du débit de brèche à l'opposition de la méthode empirique, et cela, peu importe la façon employée pour prédire les paramètres de la rupture.

L'étude de Cristofano (1965) présente l'un de premier modèle physique de brèche. Dans ce cas, la quantité du sol érodé est déterminée par une méthode itérative. Le débit liquide est estimé à partir

de la formule des déversoirs à seuil épais, tandis que l'érosion est reliée à l'écoulement de l'eau par l'équation suivante (formule tirée de Zerrouk (2004)) :

$$\frac{q_s}{q} = K_c e^{-\left(\frac{\lambda \tan \Phi_d}{H}\right)} \quad \text{Équation 2.11}$$

Où q_s , est le débit spécifique du sol arraché (m^2/s)

q , est le débit d'eau spécifique qui passe par la brèche (m^2/s)

K_c , est une constante

λ , est la longueur du canal de brèche (m)

H , est la charge hydraulique au-dessus du fond de brèche (m)

Φ_d , est l'angle de frottement développé du sol

Cette approche tient compte des caractéristiques du sol par l'angle de frottement développé Φ_d .

Or, l'estimation de ce paramètre demeure incertaine (Fread, 1988 ; Zerrouk, 2004).

Le modèle de Harris et Wagner (1967) utilise une forme parabolique de brèche, caractérisée par une largeur de crête égale à 3,75 fois la hauteur. Dans cette étude, la rupture est supposée instantanée. C'est-à-dire que la brèche commence avec le premier débordement d'eau. Le débit liquide est alors déterminé par la formule du déversoir à paroi épaisse :

$$Q_w = \sqrt{\frac{gA^3}{B_{top}}} = \sqrt{gT}Y_c^{3/2} \quad \text{Équation 2.12}$$

Où $A = B_{top} Y_c$, est la superficie de la section transversale de la brèche (ft^2)

B_{top} , est la largeur du sommet de la brèche (ft)

Y_c , est la hauteur critique de brèche. Elle est égale à 75 % de la différence entre le niveau d'eau et le niveau de la crête.

Le débit solide est estimé par la formule de Schoklitsch (1934). Cette dernière est présentée par Zerrouk (2004) comme suit :

$$G = \frac{86,7}{\sqrt{d}} S^{1,5} (Q - Bq_0)$$

Équation 2.13

- Où G , est le charriage du fond en (lb/sec)
 d , est le diamètre des grains en (in)
 S , est la pente hydraulique en (ft/ft)
 B , est la largeur du canal en (ft)
 q_0 , est le débit critique par unité de largeur en (ft^3/s) : $q_0 = 0,00532 \ d/S^{4/3}$

En se basant sur ces travaux, Brown et Rogers (1977) ont développé le modèle informatique BRDAM. Dans ce cas, la pente des rives est fixée à 45^0 et la pente longitudinale varie entre 5^0 et 20^0 (Wahl, 1998; Zagonjolli, 2007).

Pour modéliser la rupture graduelle, Fread (1971) introduit la couche de retardement. Il s'agit d'une frontière hypothétique placée à l'intérieur du barrage et qui permet de réduire le débit sortant du réservoir. L'écoulement est alors déterminé à la suite de la résolution des équations de St-Venant par la méthode des caractéristiques. Ce modèle est réservé aux barrages homogènes en terre. Dans ce cas, la rupture est triangulaire et elle se développe avec un angle central constant. Par ailleurs, Fread (1977) utilise la méthode des différences finies pour analyser les équations de l'écoulement non permanent. La brèche peut prendre une forme triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdale. Une fois encore, le développement de la rupture est simulé par la méthode paramétrique, tandis que l'hydrogramme de sortie est estimé par la formule du déversoir à seuil large. À partir de cette étude, Fread (1984) a développé le modèle numérique DAMBRK. Ce modèle a été remplacé ensuite par FLDWAV en utilisant la même approche pour prédire les paramètres et le débit de brèche (Fread, 1993).

D'autre part, Macchione et Lou (1981) présentent la brèche comme un canal érodable. L'évolution de la rupture est alors déterminée en considérant un écoulement non permanent. Pour ce faire, les équations de continuité et de conservation de la masse de l'eau ont été résolues par la méthode de différence finie en utilisant un schéma implicite. Par ailleurs, trois méthodes sont employées pour estimer la quantité des sédiments. La première combine les techniques de Duboys et d'Einstein. La deuxième relie la masse du sol érodé à l'énergie cinétique de l'écoulement et la troisième utilise l'approche de Cristofano (1965). Le développement de la brèche s'arrête lorsque sa section atteint l'équilibre. Ponce et Tsivoglou (1981), ont également développé un modèle mathématique en se

basant sur un schéma numérique. Or, ils utilisent la formule de Meyer-Peter et Mueller avec l'équation de continuité (Équation d'Exner) pour décrire le transport des sédiments. Ces modèles informatiques ont l'inconvénient d'avoir des problèmes d'instabilité numérique lors de l'utilisation des schémas implicite (Zerrouk, 2004).

Le modèle BREACH présenté par Fread (1988) est basé sur l'hypothèse d'un écoulement uniforme quasi permanent. Cette fois-ci, le modèle ne contient pas de problèmes d'instabilité numérique. Par ailleurs, il permet de simuler non seulement des barrages construits par l'Homme, mais aussi ceux formés naturellement. De plus, le barrage peut être composé de deux matériaux distincts : l'un dans le noyau du barrage et l'autre dans la partie extérieure. Ces matériaux sont caractérisés par l'angle de friction, la cohésion, le diamètre des grains d_{50} et le poids spécifique. Or, les particules de la surface aval peuvent être plus grossières que ceux utilisés dans la partie externe. L'utilisateur peut également inclure une couverture végétale le long de la surface aval.

Dans ce modèle, la rupture est supposée graduelle. En effet, lors de la première surverse, l'érosion commence sur la surface du talus aval. Un canal rectangulaire est alors formé dans lequel l'eau s'écoule selon la loi des déversoirs à seuil large. À ce stade, le fond de la brèche reste au niveau de la crête du barrage. Par contre, l'extrémité aval du canal d'érosion se déplace vers l'amont. Ce mode de progression s'arrête, lorsque l'érosion atteint une certaine ligne prédéfinie. Une fois cette ligne atteinte, la rupture s'élargit en profondeur. Ensuite, la brèche prend une forme trapézoïdale dès qu'elle arrive à une hauteur critique. La pente de rive est alors déterminée à partir de l'angle de repos du remblai. Enfin, lorsque l'érosion arrive fond du barrage, la hauteur de brèche prend sa valeur ultime tandis que le détachement des matériaux continue sur les rives.

L'équation de transport de sédiment utilisé dans le modèle BREACH est celle de Meyer-Peter et Mueller modifié par Smart (1984) :

$$Q_s = 3,64 \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0,2} P \frac{D^{2/3}}{n} S^{1,1} (DS - \Omega) \quad \text{Équation 2.14}$$

Où Q_s , est le taux du transport des sédiments en (*cfs*).

D_{30} et D_{90} , sont les diamètres de grain correspondent respectivement à 30 et 90 de passants en (mm).

D , est la profondeur hydraulique de l'écoulement réservoir en (m)

S , est la pente du talus aval du barrage

P , est le périmètre mouillé du canal

Ω , est un paramètre qui dépend du type de sol

Le modèle BEED présenté par Singh, K. P. et Scarlatos (1985) distingue également l'érosion de la crête du barrage et de son talus aval. Pour ce faire, l'utilisateur spécifie la forme, les dimensions et la position de la brèche initiale. Dans ce cas, la rupture apparaît au sommet de l'ouvrage et elle prend une forme rectangulaire ou trapézoïdale. Au niveau de la crête, l'écoulement est considéré comme critique. Le débit liquide est déterminé par la combinaison de l'équation de conservation de la masse et du déversoir à seuil large. Par ailleurs, le débit solide est déterminé par la formule du transport par charriage d'Einstein-Brown modifié. La rupture commence à s'élargir lorsque les pentes de rives deviennent instables. Cette instabilité est déterminée par la méthode de « contour », tandis que le rapport de la hauteur sur la largeur de la base de la brèche reste constant. Sur la face aval du barrage, l'écoulement est considéré comme turbulent et la largeur de la rupture est supposée égale à celle de la crête.

La plupart des modèles cités précédemment se basent sur les formules de transport de sédiment. Ces formules sont développées pour les rivières dans un cadre bien spécifique. À cet effet, les modèles physiques ont généralement de la difficulté à reproduire le développement de la brèche conformément aux mécanismes d'érosion observés sur le terrain et en laboratoire (Wahl, 1998).

Pour étudier la performance du modèle BREACH, Mohamed, M., Samuels et Morris (2001) ont analysé l'algorithme et les hypothèses utilisés. Ils ont ainsi révélé les inconsistances du programme avec les processus physiques observés. Ces inconsistances peuvent générer des erreurs de prédiction importantes, surtout dans les zones proches du barrage. Les chercheurs du H.R. Wallingford ont mené plusieurs études pour améliorer le code utilisé. À cette issue, un nouveau modèle a été développé. Il s'agit du modèle HR BREACH présenté par Mohamed, M. A. A.

(2002). Dans ce cas, la brèche peut prendre des formes différentes selon les contraintes appliquées. L'érosion peut se réaliser de manière uniforme ou par blocs (*Headcut*). Elle est déterminée soit par les équations d'équilibre du transport des sédiments ou bien par les équations d'érosion. Ces équations permettent de tenir compte de l'érodabilité du sol. Par ailleurs, la progression de la brèche est régie aussi par la stabilité des pentes. Le débit est estimé par l'équation des déversoirs à seuil large en utilisant des coefficients de débit variables (Morris, Hassan, Samuels, & Ghataora, 2008).

Le modèle SIMBA (Simplified Breach Analysis) a été développé par l'équipe de recherche de l'USDA-ARS (United States Department of Agriculture-Agricultural Research Service). Il analyse les processus d'érosion de la même façon que celle de HR BREACH. En effet, le développement de la brèche se fait également sur plusieurs phases. Chaque phase est caractérisée par son écoulement et ses mécanismes d'érosion. Dans ce cas, l'érosion se fait seulement en blocs (*Headcut*). Le taux d'érosion est alors déterminé avec l'équation de Hanson et Simon (2001) modifiée. Par ailleurs, ce modèle est valide uniquement pour les barrages homogènes en terre avec une protection négligeable sur la face aval (Temple, D., Hanson, & Neilsen, 2006).

Le modèle Firebird regroupe l'ensemble des phases d'érosion sous la même formulation mathématique. Pour ce faire, il combine les équations d'hydraulique et du transport des sédiments sous la forme d'équations différentielles. L'écoulement est alors représenté par les équations de conservation de la masse et quantité de mouvement, tandis que les sédiments sont régis par l'équation d'Exner. Ce modèle a été développé à l'École Polytechnique de Montréal. Il est valide pour les barrages homogènes en terre qu'ils soient cohésifs ou non (Wang & Kahawita, 2002).

Un autre modèle est présenté par l'École polytechnique de Montréal pour décrire le développement de la brèche. Il s'agit du programme ERODE (Évaluation de la rupture d'un ouvrage par déversement et érosion). Dans ce cas, les paramètres de brèche sont déterminés d'une manière séquentielle. Pour ce faire, le programme suppose d'abord un débit au pas de temps initial. Ensuite, il effectue le calcul sédimentaire et hydraulique en utilisant le modèle de GSTARS. Il vérifie par la suite la stabilité des pentes de rives et du thalweg avec la méthode de BISHOP. Si les pentes sont instables, les sédiments sont redistribués (Marche, 2008).

2.4.3 Méthodes statistiques

La méthode statistique tient compte des incertitudes sur les paramètres de brèche lors de l'estimation du débit. Elle permet ainsi de générer plusieurs scénarios de rupture. Chaque scénario est caractérisé par son hydrogramme et sa probabilité de défaillance. Le rapport IMPACT (2004) subdivise l'analyse des incertitudes en deux catégories. : L'analyse stochastique et de sensibilité.

- **Analyse de sensibilité**

L'analyse de sensibilité permet d'évaluer l'influence de la variation des facteurs entrants dans un modèle sur les variables de sortie. Pour ce faire, elle identifie d'abord les principales sources d'incertitude. Ensuite, elle définit pour chaque source une série de valeur. Les résultats sont ainsi générés pour différentes combinaisons. En général, l'étude fait varier un seul paramètre en gardant les autres fixes. Ainsi, l'importance de chaque paramètre est testée par rapport au comportement du modèle. Enfin, les résultats sont analysés pour déterminer la sensibilité des différentes variables obtenues (IMPACT, 2004).

Wahl (2004) présente une méthodologie pour évaluer les incertitudes d'un ensemble de paramètres. Cette analyse a été réalisée à partir des 108 cas de rupture rassemblés par Wahl (1998). Elle permet d'identifier les données aberrantes, d'estimer l'erreur et de définir l'intervalle de la variation des incertitudes. Les paramètres étudiés sont la largeur moyenne de la brèche, le temps de défaillance et le débit sortant. Ils sont déterminés à partir des équations empiriques utilisées dans la littérature et présentés par Wahl (1998). Cette étude permet ainsi de comparer les différentes formules de prédiction. Cependant, les paramètres d'entrée ne sont pas disponibles pour tous les cas de rupture. Ainsi, seules les données qui ont suffisamment d'information sont utilisées. Chaque relation empirique est alors caractérisée par ces propres sources d'information. Pour faire suite à cette analyse, Wahl (2004) conclut que les débits estimés sont généralement surévalués. Or, l'équation de Froehlich (1995) a tendance à sous-estimer le débit observé. Par contre, elle présente les plus faibles incertitudes.

Par ailleurs, IMPACT (2004) applique l'analyse des incertitudes sur un barrage homogène non cohésive. Les variables d'entrée utilisées dans ce modèle sont nombreuses. Elles peuvent être subdivisées en quatre catégories. La première représente les paramètres hydrauliques. Elle inclut le coefficient du déversoir et le coefficient de friction Manning. La deuxième intègre les propriétés

sédimentaires telles que le diamètre des grains D_{50} et l'équation du transport des sédiments. La troisième est liée aux caractéristiques du sol. Ces caractéristiques sont la cohésion, la densité et l'angle de friction. La quatrième est plus spécifique au modèle. Elle comprend le facteur de correction des sédiments et le facteur d'érosion hauteur/largeur. En général, chaque variable incertaine est définie par une série de cinq valeurs. Par ailleurs, les paramètres de sortie sont représentés par la largeur, la hauteur ultime de la brèche, le temps de défaillance et débit sortant. Ils ont été estimés à partir du programme HR BREACH. Ainsi, cette étude a permis d'attribuer à chaque variable simulée un minimum, un maximum, une moyenne et un intervalle de variation par rapport à la moyenne et un autre par rapport à la base.

- **Analyse stochastique**

L'analyse stochastique est une approche probabiliste qui tient compte du hasard dans l'estimation des paramètres de brèche. Elle fait souvent référence à la simulation de Monte-Carlo. Cette simulation nécessite l'usage d'un code informatique. Dans ce cas, les intrants sont les variables incertaines. Elles sont caractérisées par une distribution probabiliste, une moyenne et un écart-type. L'algorithme utilisé permet d'effectuer un ensemble de tirage en faisant varier aléatoirement les paramètres d'entrée. Il se base sur la loi des grands nombres selon laquelle l'estimation s'améliore en augmentant la taille de l'échantillon. Les extrants sont les valeurs des paramètres de brèche. Ces valeurs sont souvent conditionnées par un intervalle de confiance prédéfinie.

Selon IMPACT (2004), le programme HR BREACH inclut un module pour générer les paramètres de brèche par la méthode de Monte-Carlo. Il considère ainsi les incertitudes de 9 facteurs. Ces facteurs sont le coefficient du déversoir, la rugosité, la cohésion, la porosité, la densité, le diamètre des grains D_{50} , l'angle de friction, le facteur de correction des sédiments et le facteur d'érosion hauteur/largeur. Rappelons aussi que la géométrie de la brèche n'est pas prédéfinie dans ce modèle selon les caractéristiques des matériaux. Cet outil offre ainsi une simulation à la fois statistique et dynamique de la brèche.

Au lieu d'utiliser les propriétés du remblai comme intrant, Froehlich (2008) emploie directement les paramètres géométriques et temporels de la brèche. Dans ce cas, la rupture prend la forme d'un trapèze. Les dimensions finales de la brèche sont représentées par la hauteur H_b , la largeur moyenne \bar{B} et la pente de rive z . La hauteur H_b est généralement supposée égale à la hauteur du barrage. Par contre, les paramètres \bar{B}, z et t_f sont estimés de manière empirique. Ainsi, les

informations de 74 cas de rupture de barrage ont été utilisées. Pour ce faire, les valeurs recensées ont été d'abord transformées en logarithme. Ensuite, une régression linéaire a été appliquée sur l'ensemble des données disponibles. Enfin, les paramètres de brèche ont été estimés à partir des formules obtenues. Dans ce modèle, les valeurs incertaines sont la largeur moyenne \bar{B} , la pente de rive z , le temps de formation t_f et la profondeur critique de la surverse H_c . Les paramètres de brèche $\ln \bar{B}$, $\ln z$ et $\ln t_f$ varie selon la loi de Student, tandis que la profondeur H_c suit la distribution lognormal.

Par ailleurs, Chiganne, Marche et Mahdi (2014) incluent les incertitudes de la crue à la simulation de Monte-Carlo. Ils présentent ainsi une méthodologie pour déterminer l'hydrogramme de rupture, la probabilité de défaillance et la probabilité de dépassement. Les conditions de rupture sont vérifiées à partir du critère de Shields. Les paramètres d'entrées sont le diamètre des grains D_{50} , le débit de crue moyen et le niveau initial de l'eau dans le réservoir. Dans ce cas, le diamètre des grains suit une loi uniforme, le débit de crue varie selon la loi de Gumbel, tandis que le niveau initial de l'eau suit une distribution normale. Les résultats sont générés pour différents scénarios à l'aide du programme ERODE2. Ce dernier permet d'estimer de manière itérative le débit de pointe et la durée de la brèche.

La méthode de Monte-Carlo présente un moyen efficace pour analyser un système complexe. Elle utilise un concept simple et facile à comprendre. De plus, elle permet d'évaluer les probabilités de défaillance avec une certaine précision. Par contre, elle requiert souvent un grand nombre de simulations, ce qui mène à un temps de calcul long et coûteux. Ainsi, plusieurs études proposent d'autres méthodes pour limiter le nombre de tirages.

Hodak et Jandora (2004) utilisent une approche améliorée de la simulation de Monte-Carlo. Il s'agit de la méthode d'échantillonnage par hyper cube latin. Elle consiste à utiliser des distributions multidimensionnelles pour déterminer les paramètres de brèche. Pour ce faire, elle subdivise d'abord le domaine de la variation des paramètres d'entrée en N_T sous-intervalles équiprobables. Ensuite, elle génère une variable aléatoire pour chaque paramètre et pour chaque sous-intervalles. En effet, supposons qu'il existe 2 paramètres d'entrée et 3 sous-intervalles. Les variables générées pour le premier paramètre sont $\{x_1^1, x_2^1, x_3^1\}$ et les variables du deuxième paramètre sont $\{x_1^2, x_2^2, x_3^2\}$. Le système combine par la suite de manière aléatoire les valeurs des deux

paramètres. Ainsi, les ensembles obtenus sont par exemple $\{x_1^1, x_3^2\}$, $\{x_2^1, x_1^2\}$ et $\{x_3^1, x_2^2\}$. Enfin, les paramètres de sortie sont estimés pour chaque ensemble (Zio, 2013).

Cette approche a été appliquée par Hodak et Jandora (2004) sur le barrage Koryčany localisé dans la rivière Stupávka au sud-est de la République tchèque. Les incertitudes sont considérées pour le niveau initial et la surface de l'eau dans le réservoir, les débits sortants du réservoir et de l'exutoire, la largeur du fond de la brèche et un coefficient empirique qui tient compte de l'effet de l'érosion.

Par ailleurs, Froehlich et Goodell (2012) estiment le débit de brèche à partir du modèle de Rosenblueth généralisé PEM (*Point Estimate Method*). Cette méthode permet de limiter le nombre de simulations à 2^n tirages aléatoires pour un modèle ayant n paramètres d'entrée. Ainsi, pour 4 variables stochastiques, il y aura 16 combinaisons. Chaque combinaison est associée à une fonction de probabilité. Ces fonctions constituent ensuite des coefficients de pondération qui permettent de déterminer la valeur moyenne et l'écart-type du paramètre de sortie.

Froehlich et Goodell (2012) ont appliqué la méthode PEM sur le barrage Big Bay Lake (Mississippi, É.-U.). Les variables aléatoires sont la largeur moyenne \bar{B} , la pente de rive z , le temps de formation t_f et le coefficient du débit C_d . À noter que les trois premiers paramètres sont déterminés par les équations empiriques de Froehlich (2008).

Plus récemment, une nouvelle approche a été développée à partir du principe de la boîte noire. Il s'agit du réseau de neurones artificiels ANN (*Artificial Neural Network*). Comme son nom l'indique, cette méthode permet d'assimiler la relation entre les paramètres d'entrées et de sorties à l'interconnexion entre les neurones biologiques. Dans ce cas, le système est composé de plusieurs couches. En général, trois couches sont utilisées ; les couches des intrants, des éléments cachés et des extrants. Chaque couche est caractérisée par un ensemble de neurones. Par exemple, la couche des intrants peut contenir la hauteur et le volume d'eau du réservoir et la couche des extrants peut avoir le débit de brèche. Le principe est que chaque neurone utilise comme intrant les éléments de la couche qui le précède. Ainsi, le traitement des données s'exécute en parallèle pour tous les éléments et non pas de manière séquentielle. La simulation permet aussi de considérer la force de chaque connexion. Pour ce faire, les liaisons entre les neurones sont associées à un poids. Or, il existe différents types de réseau. Dans les réseaux *feed-forward*, les liaisons se font dans un seul sens d'un ensemble à l'autre. De plus, il n'y a pas d'interconnexion entre les éléments de la même

couche. Cette méthode a été utilisée par Nourani, Hakimzadeh et Amini (2012) pour simuler l'hydrogramme de rupture d'un barrage en terre.

Hooshyaripor, Tahershamsi et Behzadian (2015) appliquent la méthode de Monte-Carlo sur un réseau de neurones artificiels ANN (*Artificial Neural Network*). Ils utilisent les données de 93 cas de rupture. La couche des intrants comprend la hauteur et le volume d'eau dans le réservoir, tandis que la couche des extrants inclut le débit de brèche. Dans ce cas, deux approches différentes ont été adoptées pour estimer le poids des liaisons. Le premier emploie la technique de *Levenberg-Marquardt* (LM) avec quatre éléments cachés. Le deuxième utilise l'*Imperialist Competitive Algorithm* (ICA) avec trois nœuds cachés. Cette étude permet ainsi de comparer les deux types d'algorithmes à partir de 1000 tirages aléatoires. Elle conclut alors que le modèle ICA est le plus performant compte tenu des données statistiques (le coefficient de détermination R^2 , l'erreur moyenne absolue MAE...). Par contre, ce dernier sous-estime le débit de brèche comparativement à la relation de Froehlich (1995). De plus, Hooshyaripor et al. (2015) déconseillent d'utiliser cette simulation pour des débits inférieurs à $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.5 Synthèse de la revue de littérature

La rupture des barrages en remblai peut se faire de plusieurs façons selon les phénomènes physiques qui y sont impliqués. Ces phénomènes sont principalement liés aux caractéristiques de l'écoulement et du sol qui compose l'ouvrage. Pour étudier la rupture des barrages, la brèche est souvent représentée par un modèle mathématique. L'objectif principal est de pouvoir évaluer les hydrogrammes de rupture à l'aide de relations fonctionnelles. Les scientifiques ont ainsi développé plusieurs méthodes d'évaluation. Par contre, l'estimation demeure difficile compte tenu des incertitudes qui régissent le processus d'érosion. Or, les ingénieurs continuent d'utiliser la méthode normée. Ce mémoire cherche alors à développer un outil qui permet d'évaluer la fiabilité de la norme dans le contexte québécois.

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

Afin de mieux comprendre le comportement d'un système naturel, les phénomènes physiques sont souvent représentés par un modèle mathématique. Lorsque le système est complexe, les formules mathématiques sont résolues par des simulations numériques. Il s'agit d'une démarche à la fois mathématique et informatique qui permet de calculer les paramètres d'un modèle. Elle peut se manifester soit sous la forme d'un calcul déterministe (éléments finis...) soit par un calcul statistique ou probabiliste (Monte-Carlo...) (Besnard, 2002)

Rappelons que l'objectif principal de ce mémoire est de construire un outil qui permet de générer un ensemble d'hydrogrammes pour un cas spécifique de barrage. Ces hydrogrammes sont évalués par une approche probabiliste, connue sous le nom de Monte-Carlo.

Ce chapitre décrit brièvement la méthode adoptée. Il est divisé en deux sections. La première explique le concept de base de l'approximation de Monte-Carlo. La deuxième renseigne sur le modèle mathématique de brèche considéré par le programme de simulation.

3.1 Méthode de Monte-Carlo

La méthode Monte-Carlo est souvent employée lorsque le système contient des entrées stochastiques. Dans ce cas, la simulation comporte trois volets soit l'échantillonnage, l'intégration et l'analyse des incertitudes.

3.1.1 Échantillonnage probabiliste

L'*échantillonnage probabiliste* consiste à définir un ensemble de variables aléatoires, appelé *échantillon*. Cet ensemble provient d'une *population* générée selon le principe de la *randomisation*. Pour ce faire, il faut d'abord effectuer plusieurs tirages aléatoires pour chacune des variables incertaines. Ensuite, il faut procéder à la sélection des variables qui respectent certains critères. Ces critères sont généralement obtenus à partir de l'analyse des données historiques (Savy, 2006; Statistique Canada, 2013).

La sélection des variables aléatoires peut se faire de plusieurs façons. Parmi les plus courantes, il y a l'*échantillonnage aléatoire simple (EAS)*. Dans ce cas, la population est caractérisée par les propriétés suivantes (Statistique Canada, 2013) :

- Les membres de la population ont la même chance d'être sélectionnés.
- Toutes les combinaisons possibles des membres de la population ont une chance égale de faire partie de l'échantillon.

En général, l'échantillon est caractérisé par des paramètres statistiques qui peuvent varier selon la loi de distribution choisie. Parmi les plus communes, il y a la moyenne, la variance, l'écart-type, et la covariance. Notons la série de variables aléatoires x_1, x_2, \dots, x_n , les paramètres statistiques sont alors :

- La moyenne $\bar{x} = \sum_{i=1}^n x_i = (x_1 + x_2 + \dots + x_n)/n$ **Équation 3.1**

- La variance $Var = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$ **Équation 3.2**

- L'écart-type $S = \sqrt{Var}$ **Équation 3.3**

- La covariance $Cov = \frac{S}{\bar{x}}$ **Équation 3.4**

3.1.2 Intégration

L'*intégration* de Monte-Carlo est une technique d'approximation qui permet de calculer des valeurs numériques en se basant sur un échantillon aléatoire. Plus précisément, elle estime que la grandeur d'une variable aléatoire est égale à son espérance mathématique $E[X] = \mu$. Ensuite, elle détermine l'espérance mathématique à partir de *loi forte des grands nombres* (Tuffin, 2010).

Supposons une suite (x_n) de variables aléatoires indépendantes et identiquement distribuées, tel que $\forall i, E[x_i] = \mu < \infty$. La *loi forte des grands nombres* stipule alors que l'espérance mathématique converge presque sûrement vers la moyenne des réalisations lorsque n tend vers l'infini (Tuffin, 2010) :

$$E[X] = \lim_{n \rightarrow \infty} \bar{x}_n = \lim_{n \rightarrow \infty} (x_1 + x_2 + \dots + x_n)/n **Équation 3.5**$$

En général, la simulation stochastique utilise plusieurs variables aléatoires à l'entrée du système. En effet, supposant X_1, X_2, \dots, X_m une série de m variables aléatoires utilisées comme intrant dans le modèle et Y le paramètre que l'on souhaite estimer tel que :

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_m) \quad \text{Équation 3.6}$$

$$\text{Alors, } E(Y) = E(f(X_1, X_2, \dots, X_m)) = (y_1 + y_2 + \dots + y_n)/n \quad \text{Équation 3.7}$$

3.1.3 Analyse des incertitudes

La méthode de Monte-Carlo est caractérisée par un certain degré de précision. En effet, il existe souvent un écart entre la valeur simulée et observée. Dans ce cas, l'erreur d'approximation peut être estimée à partir du *théorème central limite*.

Supposons une suite $(X_i)_{i \geq 1}$ de variables aléatoires indépendantes et identiquement distribuées. Le *théorème central limite* suppose que le nombre d'itérations est suffisamment grand pour que la variable aléatoire $\sqrt{n} \frac{\bar{X} - \mu}{S}$ converge vers une loi normale centrée réduite. Il s'agit donc d'une approche probabiliste qui permet de définir la marge d'erreur correspondant à un pourcentage de risque alpha α . Ainsi, l'intervalle de confiance est exprimé sous la forme (Tuffin, 2010, p. 14) :

$$\left[\bar{X} - z_{\alpha/2} \frac{S}{\sqrt{n}}, \bar{X} + z_{\alpha/2} \frac{S}{\sqrt{n}} \right] \quad \text{Équation 3.8}$$

Où z_{α} est le quantile correspondant au niveau de risque $1 - \alpha$ déterminé à partir de la Table de la loi normale.

3.2 Modèle de brèche standardisé

Pour étudier la rupture des barrages, le développement de la brèche est souvent assimilé à des relations fonctionnelles. Ces relations peuvent être simples ou complexes. Elles se basent généralement sur les connaissances théoriques acquises à la suite de l'observation de cas réelle.

3.2.1 Présentation du modèle

3.2.1.1 Hypothèses

La rupture des barrages en remblai est un processus complexe qui fait intervenir de nombreux facteurs physiques. Or, les formules mathématiques ne peuvent pas intégrer tous ces facteurs. Ainsi, les études ont recours à des modèles de brèche simplifiés. Ces modèles ne sont pas forcément conformes à la réalité, mais ils constituent un outil essentiel dans l'analyse théorique.

Dans ce mémoire, le modèle de brèche utilisé tient compte des hypothèses suivantes :

1. La rupture se fait par temps sec.
2. Le remblai est homogène. Ainsi, les mécanismes d'érosion ne prennent pas en considération la variation des propriétés du sol.
3. La rupture survient de manière instantanée. Ainsi, le temps d'initiation est négligé et la brèche commence avec le premier débordement d'eau.
4. La brèche est initiée sur le sommet de l'ouvrage. Dans ce cas, le sommet de l'ouvrage est placé au niveau de la retenue.
5. L'érosion se fait de manière uniforme sur la surface de la brèche. Ainsi, le modèle ne distingue pas les surfaces mouillées de ceux qui se trouvent au-dessus du niveau d'eau.
6. La brèche est représentée par un seuil qui progresse de manière linéaire. L'influence des forces de l'écoulement est donc négligée.
7. La forme de la brèche et l'inclinaison des pentes de rives demeurent constantes durant tout le processus d'érosion.
8. L'influence de l'écoulement de l'eau à l'aval n'est pas prise en compte.
9. L'érosion ne peut s'interrompre avant que la brèche n'atteigne ses dimensions ultimes.
10. Les fondations du barrage résistent à l'érosion. C'est-à-dire que la brèche s'arrête lorsqu'elle atteint le fond de l'ouvrage. La hauteur ultime de la brèche est donc égale à la hauteur de la retenue.

11. Une fois arrivée au fond du barrage, l'érosion ne se poursuit pas sur les rives même si l'eau continue de s'écouler. Ainsi, le temps de formation correspond à la durée entre le début de la surverse et le moment où la rupture arrive à la base de l'ouvrage.
12. La stabilité des pentes de rives est négligée. En effet, le modèle ne tient pas compte de l'effet de la résistance interne du sol.

3.2.1.2 Caractéristiques géométriques et dynamiques

Les scientifiques assimilent généralement la rupture des barrages à une forme géométrique simple. Cette forme se base souvent sur des observations réalisées sur le terrain ou en laboratoire. Plus précisément, elle est déduite à partir des dimensions finales de la brèche réelle obtenue à la fin du temps de formation. Dans le cas de la surverse, la brèche est représentée souvent par des triangles, des rectangles, des trapèzes ou des paraboles. Or, à la suite des analyses comparatives, plusieurs études ont prouvé l'avantage de la forme trapézoïdale. Cette représentation est probablement la plus utilisée dans la littérature. En effet, en se basant sur les données de Wahl (1998), il est possible de constater qu'il y a un seul cas de rupture triangulaire. Le reste est soit trapézoïdal ou indéfini. Ainsi, ce mémoire considère la géométrie de la brèche comme un trapèze.

Par ailleurs, il y a une légère distinction à faire entre les paramètres de brèche définis dans la littérature et ceux présentés dans ce mémoire. Cette fois-ci, le modèle utilise le rapport de la base sur la hauteur de la brèche B/H , au lieu de se contenter par la hauteur de brèche H . Le but est de faire correspondre le paramètre choisi avec les critères de la norme HQ 60-00-00. En plus de ce paramètre, deux facteurs additionnels sont considérés. Il s'agit de la pente de rive z et du temps de formation t_f .

Le développement de la brèche ressemble à celui du modèle B présenté par (Froehlich, 2008) (voir la section 2.2.3). Lorsque le temps est égal à zéro, les dimensions de la brèche sont nulles. Ensuite, elle commence à s'élargir jusqu'à ce qu'elle atteigne sa taille maximale à la fin du temps de formation. Dès lors, le développement de la brèche s'achève et sa géométrie se stabilise.

Dans cette étude, la progression de la brèche est considérée comme linéaire. Ainsi, le taux d'érosion est décrit par l'équation 2.1. Par ailleurs, la pente et le rapport de la base sur la hauteur de la brèche sont supposés constants durant tout le processus d'érosion : $B/H = cte$ et $z = cte$. La figure 3.1 présente ce modèle de brèche.

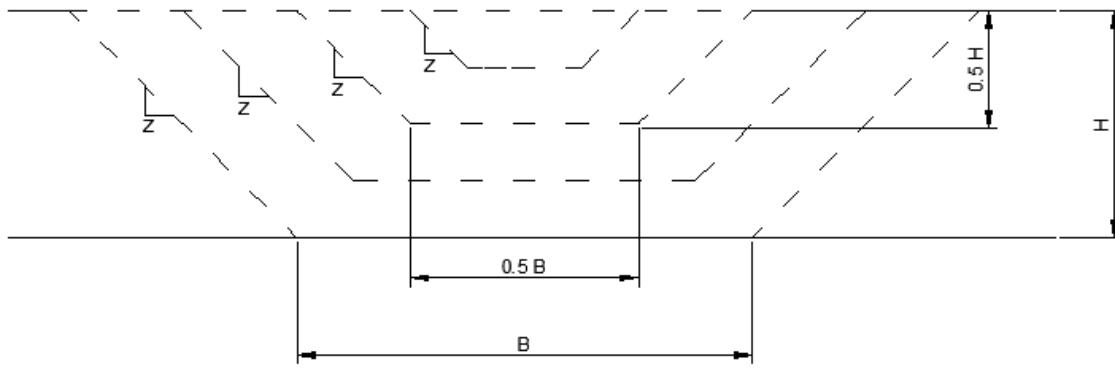


Figure 3.1 Modèle de brèche utilisée dans le mémoire

La hauteur instantanée de la brèche est déterminée à partir de la relation suivante :

$$h_{ti} = h_d - h_{bi} \quad \text{Équation 3.9}$$

Où h_d , est la hauteur du barrage (m)

h_{bi} , est la hauteur instantanée du fond de la brèche (m)

Or, la hauteur instantanée du fond de la brèche h_{bi} est estimée à partir de la formule :

$$h_{bi} = \begin{cases} h_d \left(1 - \frac{t}{t_f}\right) & t < t_f \\ 0 & t \geq t_f \end{cases} \quad \text{Équation 3.10}$$

Où $\frac{t}{t_f} = \beta$, est un paramètre qui décrit le taux d'érosion

Ainsi, la largeur instantanée de brèche est calculée à partir de l'équation suivante :

$$b_{ti} = (B/H) * h_{ti} \quad \text{Équation 3.11}$$

Par ailleurs, la hauteur d'eau instantanée de la brèche est déterminée à partir de la relation suivante :

$$h_{wi}^{br} = h_{wi}^{amont} - h_{bi} \quad \text{Équation 3.12}$$

Où h_{wi}^{amont} , est la hauteur d'eau instantanée à l'amont (m)

3.2.2 Évaluation de la vidange du réservoir

L'hydrogramme de rupture est régi par deux processus dynamiques. Il s'agit du développement de la brèche et de la vidange du réservoir. En effet, lorsque le barrage rompt, le volume d'eau stocké

dans la retenue est perturbé. Cette perturbation se manifeste généralement par une diminution rapide du niveau d'eau dans le réservoir. Or, la cadence avec laquelle l'eau est évacuée définit l'ampleur de l'onde de submersion générée à l'aval de l'ouvrage (Marche, 2008).

Une manière simple pour évaluer le niveau d'eau à chaque instant donnée consiste à utiliser la courbe d'emmagasinement. Cette courbe est spécifique à chaque barrage. Elle permet de relier directement le volume et la hauteur de l'eau dans le réservoir. La relation volume-hauteur est déterminée de manière empirique à partir de plusieurs mesures effectuées sur le terrain. Dans ce cas, l'eau est évacuée en admettant une translation verticale du plan d'eau (Marche, 2008).

Dans cette étude, les paramètres de la courbe de tendance sont spécifiés par l'utilisateur. L'équation de la courbe de stockage sera donc présentée dans l'exemple d'application.

Par ailleurs, le volume du réservoir est estimé à partir de l'équation de continuité :

$$\frac{dV}{dt} = Q_i - Q_b \quad \text{Équation 3.13}$$

Où $\frac{dV}{dt}$, est la variation du volume de stockage (m^3/s)

Q_i , est le débit intrant dans le réservoir (m^3/s)

Q_b , est le débit intrant de brèche (m^3/s)

Or, le débit intrant dans le réservoir est négligé. Ainsi $Q_i = 0$.

À partir de l'équation 3.13, il est alors possible de déduire l'expression du volume instantané :

$$V_t = V_{t-1} - Q_b \Delta t \quad \text{Équation 3.14}$$

Où V_t , est le volume de stockage à l'instant t (m^3)

V_{t-1} , est le volume de stockage au pas de temps qui précède l'instant t (m^3)

Δt , est le pas de temps (s)

En résumé, le modèle utilisé se base sur les hypothèses suivantes :

1. La rupture se forme en situation d'apports hydrologiques normaux
2. Durant le développement de la brèche, la surface de l'eau dans le réservoir reste horizontale

3.2.3 Estimation du débit de brèche

L'écoulement de l'eau à travers la brèche est assimilé à celui d'un déversoir trapézoïdal à seuil large. Ainsi, le débit de rupture instantané est estimé à partir d'une formule de prédition tirée de la loi d'évacuation des déversoirs. Or, cette formule est déterminée en régime permanent. En effet, elle est obtenue à partir de l'équation d'énergie et en admettant un écoulement rapidement varié à travers le déversoir.

L'expression du débit de brèche est présentée par Marche (2008) comme suit :

$$Q_b = c_v k_s [C_r b_{ti} (h_{wi}^{amont} - h_{bi})^{1,5} + C_t z (h_{wi}^{amont} - h_{bi})^{2,5}] \quad \text{Équation 3.15}$$

Où c_v , est la correction de la vitesse d'approche

k_s , est la correction de la submersion possible

$C_r = 1,7 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$, est le coefficient de débit de la partie rectangulaire de la brèche

$C_t = 1,26 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$, est le coefficient de débit de la partie triangulaire de la brèche

Le facteur k_s tient compte de la submersion à l'aval. Il peut être obtenu à partir de la formule.

$$k_s = \begin{cases} 1 - 27,8 \left[\frac{h_{wi}^{aval} - h_{bi}}{h_{wi}^{amont} - h_{bi}} \right]^3 & \frac{h_{wi}^{aval} - h_{bi}}{h_{wi}^{amont} - h_{bi}} > 0,67 \\ 1 & \frac{h_{wi}^{aval} - h_{bi}}{h_{wi}^{amont} - h_{bi}} \leq 0,67 \end{cases} \quad \text{Équation 3.16}$$

Où h_{wi}^{aval} , est la hauteur d'eau instantanée dans le bief d'aval (m)

Or, l'écoulement de l'eau à l'aval est négligé. Ainsi, $h_{wi}^{aval} \cong 0$ et $k_s = 1$

Le coefficient de la correction de la vitesse d'approche c_v sera également négligé. Ainsi, $c_v = 1$

À partir des équations 3.9, 3.10, 3.11 et 3.12, il est possible de reformuler l'équation 3.15 sous la forme :

$$Q_b = 1,7 (B/H) * \left(H_b \frac{t}{t_f} \right) \left(h_{wi}^{amont} - H_b \left(1 - \frac{t}{t_f} \right) \right)^{1,5} + 1,26 z \left(h_{wi}^{amont} - H_b \left(1 - \frac{t}{t_f} \right) \right)^{2,5}$$

Équation 3.17

3.2.4 Choix des variables aléatoires

La rupture des barrages en remblai peut se faire de plusieurs façons. Elle est régie principalement par des paramètres hydrauliques, géotechniques et sédimentaires. Or, la connaissance de ces paramètres est très limitée. Ils sont également assujettis à de nombreuses sources d'incertitudes.

Les phénomènes physiques sont reliés aux paramètres de brèches par des relations fonctionnelles. Ainsi, leurs incertitudes se propagent et affectent les résultats. Les résultats sont à leurs tours associées à des valeurs d'incertitude. Dans les modèles de brèche, le nombre de grandeurs incertaines augmente la complexité du modèle et la durée de la simulation. Ainsi, la qualité du modèle dépend principalement du choix des sources d'incertitudes. L'importance de ces sources varie d'un modèle à l'autre. Elles peuvent également dépendre du cas d'étude choisi.

Dans ce mémoire, les variables incertaines sont les paramètres géométriques et temporels décrits par la norme HQ 60-00-00. Il s'agit de la pente ultime z , du rapport final de la base sur la hauteur B/H et du temps de formation t_f . Le choix de ces paramètres permet donc de tester la fiabilité liée à l'utilisation des règles de bonne pratique.

Les valeurs normatives sont par définition entachées d'incertitude. En effet, ils représentent une approximation grossière des quantités réelles, issues de l'observation de ruptures antérieures. Par ailleurs, ils tiennent compte implicitement de tous les phénomènes physiques à l'origine de l'érosion. Leurs incertitudes regroupent alors les incertitudes de tous ces phénomènes. De plus, l'équation du seuil peut être reformulée en fonction des variables choisies (voir l'équation 3.17). Ces variables affectent alors directement l'hydrogramme de rupture.

CHAPITRE 4 SYSTÈME DE SIMULATION STOCHASTIQUE

La simulation de la rupture des barrages en remblai est effectuée à l'aide d'un programme informatique. Ce programme utilise le complément VBA (Visual Basic for Applications) inclus dans le logiciel Microsoft Excel. Il a été conçu avec le langage Visual Basic ; un langage de programmation orienté objet.

Le chapitre 4 présente une description détaillée du programme développé. Rappelons que l'objectif principal de ce travail est d'associer un ensemble d'hydrogrammes à des valeurs probabilistes. Ces hydrogrammes tiennent compte des incertitudes liées aux paramètres de brèche, du risque associé au débit de brèche et des erreurs relatives au pas de temps de calcul et au nombre d'itération choisi.

La figure 4.1 présente la structure générale du système de simulation stochastique.

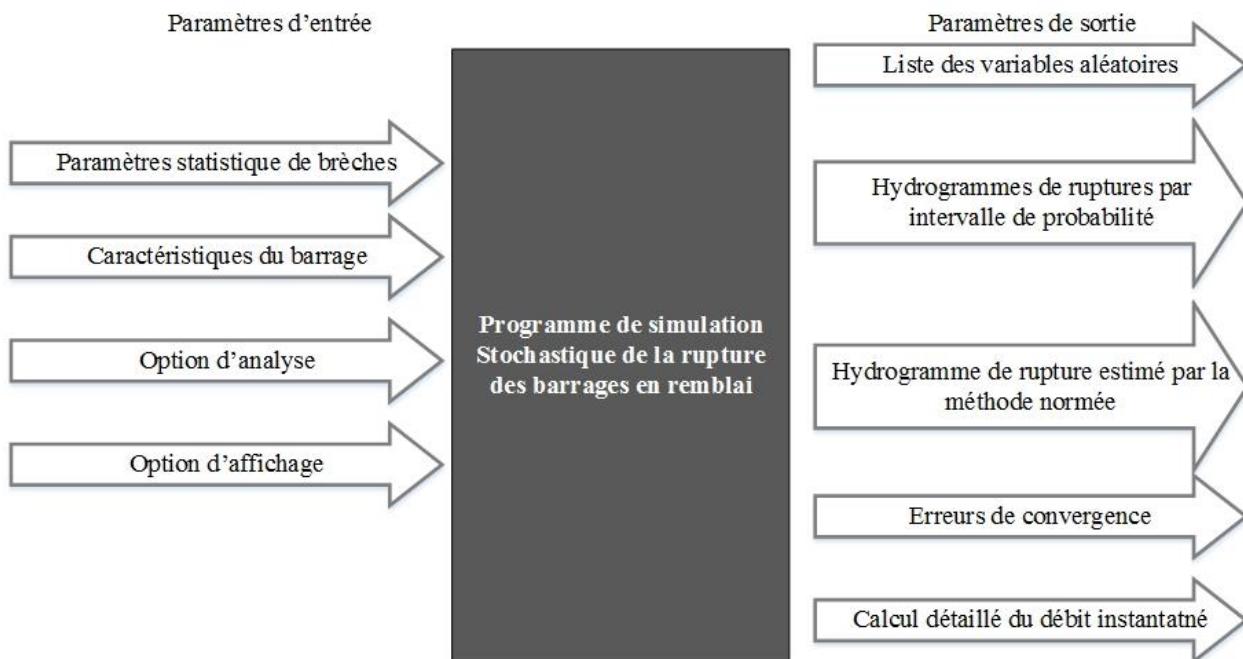


Figure 4.1 Systèmes de simulation stochastique.

Ce chapitre est réparti en trois sections. La première décrit l'interface utilisateur. La deuxième présente les différentes interfaces de sortie. La troisième explique l'organisation, le fonctionnement et l'interaction entre les différents modules de programmation.

4.1 Interface utilisateur

L'interface utilisateur se compose de deux sections distinctes (voir figure 4.2). La première concerne les données de base utilisées dans le calcul, tandis que la deuxième permet de choisir les options de simulations.

- **Données de base**

Cette section permet de saisir les données sur la brèche, le barrage et le réservoir. Les données de brèche concernent les trois sources d'incertitudes choisies. Il s'agit de la pente ultime z , du rapport final de la base sur la hauteur B/H et du temps de formation t_f . Dans ce cas, l'utilisateur peut choisir une distribution uniforme normale ou lognormale pour les trois paramètres de brèche. De plus, il doit saisir pour chaque paramètre sa moyenne, son écart-type, son maximum et son minimum.

Les données sur le barrage et le réservoir ne sont pas toutes utilisées par le programme. En effet, seules la hauteur de la retenue, la capacité du réservoir et l'équation de la courbe d'emmagasinement sont prises en compte dans le modèle. À noter que la courbe d'emmagasinement peut être représentée par une équation linaire, polynomiale, lognormale ou de puissance.

- **Option de simulation**

Cette section permet de spécifier les options de calcul et d'affichage. Les paramètres utilisés dans le calcul sont le nombre d'itérations, le pourcentage de risque, le pas de temps de calcul, et la durée de la simulation. À noter que le pas de temps et la durée de calcul sont égaux à ceux utilisés dans l'affichage des hydrogrammes de rupture.

Par ailleurs, les options d'affichage permettent à l'utilisateur de définir les résultats qu'il souhaite afficher. Plus précisément, chaque option permet de générer une feuille de calcul distincte. En effet, l'option *affichage de l'erreur de convergence* génère la feuille *ErrSimul*. L'option *affichage des résultats des itérations* génère la feuille *VA*. L'option *affichage* des calculs détaillés de débit instantané génère la feuille *Cacul_Débit*. Enfin, l'option *affichage par intervalle de probabilité* génère la feuille *IntervMC*.

Simulateur de Monte Carlo

Retour au plan

Données de base

Caractéristiques de brèche

Type de distribution	LogNormal				
	Moyenne Écart Type Minimum Maximum Taille de l'échantillon				
Rapport Largeur _{front de brèche} /hauteur _{Barrage} (B _b /H) en m/m	3,37	3,20	0,00	19,32	
Pente moyenne sur les rive (z) en m/m	0,997	0,91	0,00	6,30	
Temps de formation de la brèche (t _f) en h	1,049	0,867	0,25	3,00	

Caractéristiques du Barrage

Type de rupture	Submersion				
Nom du barrage	Caribou, Barrage				
Numéro du barrage	X0000665				
Nom du réservoir					
Type de barrage	Terre				
Hauteur du barrage H (m)	1				
Hauteur de la retenue (m)	1				
Capacité du réservoir (x10 ⁶ m ³)	0,035				
Équation de régression de la courbe de d'emmagasinement	a b c d e f				
Linéaire (y=a*x+b)	28,57142857				

Option de simulation

Paramètres d'analyse

Nombre d'itération	1000000
Pas de temps de calcul (s)	50
Temps de la fin de la simulation (h)	24
% Risque	5%
Paramètre à analyser	Q

Paramètres d'affichage

Affichage de l'erreur de convergence	Oui
Affichage des variables aléatoires	Oui
Affichage des calculs détaillés du débit instantané	Non
Affichage par intervalle de probabilité	Oui
Nom de l'intervalle	Tf
Nombre d'intervalle	33

Figure 4.2 Interface utilisateur

4.2 Interfaces de sortie

Les paramètres de sortie dépendent des options d'affichage choisies par l'utilisateur. Il existe alors trois interfaces de sortie présentées dans des feuilles de calcul distinctes :

- **Feuille ErrSimul :**

Elle présente les erreurs de convergence pour le pas de temps et le nombre d'itérations.

Erreurs de la simulation									
Simulateur de MonteCarlo			Erreurs de convergence relative au pas de temps de calcul				Erreurs de convergence relative au nombre d'itérations		
Pas de temps	Qp	SE	Intervalle 15 min <= Tf <= 24.706 min			Intervalle 24.706 min < Tf <= 34,412 min			
			NB	MSPE	MSPE	NB	MSPE	MSPE	
60.9	10655.64	1.609488	Hydrogrammes	MOYENNE	EcartType	Hydrogramme	MOYENNE	EcartType	
			9	5738954	7127713	13	5489391	3181546	
Pas de temps Qp SE			MSPE MSPE			MSPE MSPE			
0.1	10654.03	0	NumIteration	MOYENNE	EcartType	NumIteration	MOYENNE	EcartType	
0.2	10653.95	0.078866	1	22893549	0	1	12274413	0	
0.3	10653.93	0.105464	2	44570707	6762721	2	20169108	7327204	
0.4	10654.11	0.077015	3	19578178	9065280	3	10328303	4872974	
			4	18551091	11102080	4	12803568	6024712	

Figure 4.3 Interface de sortie - Feuille « ErrSimul »

- **Feuille VA :**

Elle contient les variables aléatoires générées par la simulation de Monte-Carlo et leurs incertitudes.

Variables aléatoires générées par la simulation Monte Carlo										
Variables aléatoires générées par la simulation de MonteCarlo					Incertitudes des paramètres de brèche approximés à la fin du temps de formation					
Nombre d'itération	B/H	z	Tf	Vp						
	Rapport Largeur/ Hauteur de brèche	Pente moyenne sur les rive	Temps de formation brèche	Qp	Volume sortant total à t=t _f					
1	2.208416663	0.227010058	0.426496352	3.734115003	0.001772063					
2	2.315374065	1.218536651	0.458490124	4.810568864	0.002501591					
3	0.435592659	0.107342696	0.713022842	0.84933593	0.000648467					
4	0.835656294	1.62527539	0.536620184	3.102182145	0.001861842					
5	3.431388708	0.447660386	0.846695982	5.031900282	0.004968286					
6	2.570095254	0.409222712	0.274695846	4.598499535	0.001426419					

Figure 4.4 Interface de sortie - Feuille « VA »

- **Feuille *Cacul_Débit* :**

Elle contient les détails de calcul du débit instantané :

Calcul détaillé du débit instantanné																	
Nom de l'hydrogramme	Nom de la courbe	Fréquence	Rapport (m/m)	B/H	z	Tf	Temps de formation	t	Hw	Hauteur dans le réservoir	Hb	Hauteur du fond de la brèche	Qp	Débit sortant de la brèche	Volume d'eau total sortant de la brèche	V_out	V_rest
												Temps(h)	Qp (m3/s)	Volume (m3)	Volume d'eau restant dans le réservoir (m3/s)		
Hydrogrammes 15<=Tf((min))		100%	2.3154	1.2185	0.4584901	0.0111111			1	0.9757659	0.0005002	0.001E-08			0.03499998		
Hydrogrammes 15<=Tf((min))		100%	2.3154	1.2185	0.4584901	0.0222222	0.9999994	0.9515317	0.0028297	1.332E-07		0.9272976	0.0077972	4.451E-07		0.034999867	
Hydrogrammes 15<=Tf((min))		100%	2.3154	1.2185	0.4584901	0.0333333	0.9999962	0.9272976	0.0077972	4.451E-07		0.9999962	0.0160038	1.085E-06		0.034999555	
Hydrogrammes 15<=Tf((min))		100%	2.3154	1.2185	0.4584901	0.0444444	0.9999873	0.9030635	0.0160038	1.085E-06		0.9999873	0.0279513	2.203E-06		0.034998915	
Hydrogrammes 15<=Tf((min))		100%	2.3154	1.2185	0.4584901	0.0555556	0.999969	0.8788293	0.0279513	2.203E-06		0.999969	0.034997797				

Figure 4.5 Interface de sortie - Feuille « Calcul_Débit »

- Feuille IntervMC :

Elle présente deux types de graphiques. Le premier montre les hydrogrammes de rupture générée par Monte-Carlo pour chaque intervalle de probabilité et celui estimé par la méthode normée. La deuxième montre que la courbe enveloppe et la courbe des probabilités de dépassement.

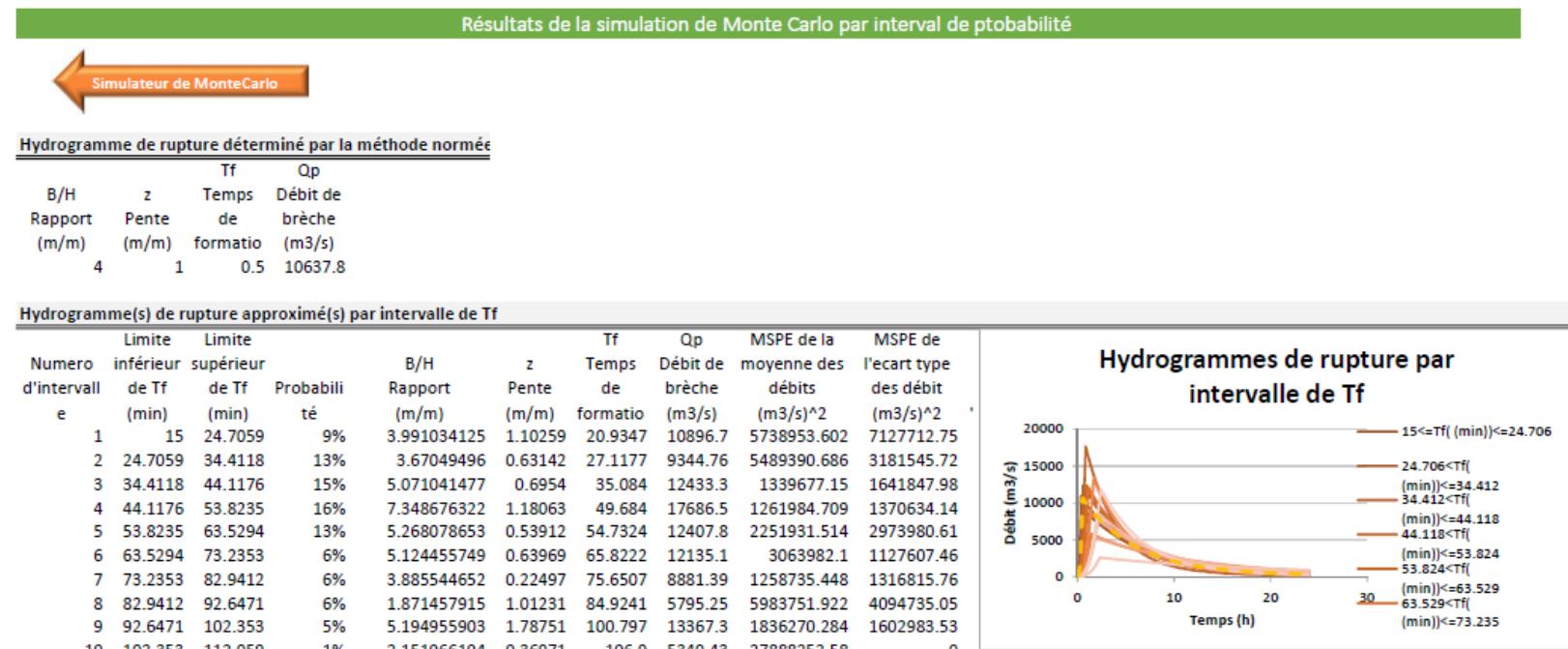


Figure 4.6 Interface de sortie - Feuille « *IntervMC* »

4.3 Description du programme

Le programme de simulation est composé essentiellement de quatre modules. Le premier est le *générateur des variables aléatoires*. Il fournit les valeurs des trois paramètres de brèche nécessaire à l'estimation de l'hydrogramme de rupture, la liste des variables aléatoires qui seront réparties par intervalle et l'ensemble des essais utilisés dans l'estimation de l'erreur. Le deuxième est l'*estimateur des hydrogrammes de rupture*. Il utilise l'équation du seuil pour évaluer les débits de brèche nécessaire à l'estimation de l'erreur et les hydrogrammes de rupture qui seront regroupés par intervalle de probabilité. Le troisième est l'*estimateur des erreurs de convergence*. Il calcule les erreurs liées au nombre d'itérations. Enfin, le quatrième est le *générateur d'hydrogrammes par intervalles de probabilité*. Il associe les hydrogrammes de rupture à des valeurs de probabilité en considérant un certain niveau de risque. La figure 4.8 présente l'interaction entre ces modules.

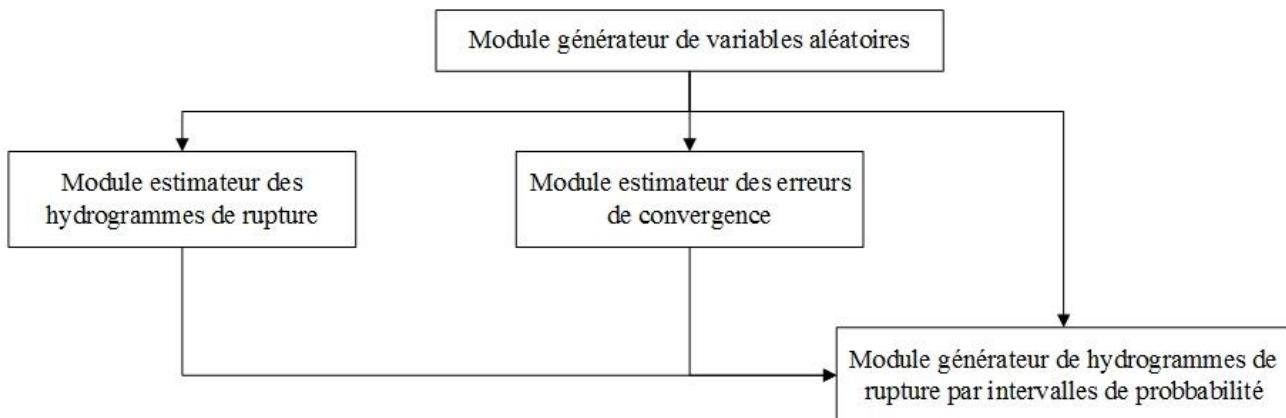


Figure 4.7 Modules de la simulation Monte-Carlo

4.3.1 Générateur de variables aléatoires

Les programmes informatiques contiennent des algorithmes déterministes qui permettent de produire une suite de nombres dont les propriétés statiques s'apparentent à celles des variables aléatoires. Les nombres ainsi générés sont appelés variables *pseudo-aléatoires*. Dans cette étude, la liste des valeurs est obtenue à partir de la formule :

$$x_1 = (x_0 * a + c) * \text{mod } 2^{24}$$

Équation 4.1

Où x_1 , est la nouvelle valeur

x_0 , est la valeur qui précède (la valeur initiale est de 327 680)

$a = 1\ 140\ 671\ 485, c = 12\ 820\ 163$ et $\text{mod } 2^{24}$ est le reste de la division par 2^{24} .

Ce générateur est de type *congruentiel linéaire* et les valeurs obtenues sont uniformément distribuées entre 0 et 1. Pour plus de détails sur les différents types de générateurs, il est possible de consulter des ouvrages plus spécialisés comme celui de Tuffin (2010).

De manière générale, les variables *pseudo-aléatoires* implantées dans les ordinateurs suivent une distribution uniforme sur l'intervalle $[0, 1]$. Afin d'avoir une suite de réalisation uniformément répartie sur l'intervalle $[a, b]$, la formule suivante a été utilisée :

$$u = v * (a - b) + b$$

Équation 4.2

Où v , est le nombre aléatoire d'une distribution uniforme sur l'intervalle $[0, 1]$

Les variables aléatoires générées peuvent être transformées par la suite en une série de données suivant une distribution non uniforme. Ainsi, de nombreux algorithmes ont été développés pour les différentes lois de probabilité. Ce travail s'intéresse particulièrement aux distributions normales et lognormales.

• Distribution normale

Pour générer des nombres pseudo-aléatoires normalement distribués, la méthode polaire est utilisée. Cette technique est développée par G. Marsaglia (1964). Elle utilise le concept de la méthode d'acceptation-rejet qui permet de passer d'une simulation simple et connue à un tirage plus laborieux. Il s'agit de générer deux nombres aléatoires X et Y suivant distribution normale à partir de deux coordonnées V_1 et V_2 uniformément distribués dans le cercle unité. Il faut donc générer V_1 et V_2 au hasard et vérifier qu'ils appartiennent au domaine d'un cercle, c'est-à-dire que $V_1^2 + V_2^2 \leq 1$. Si tel est le cas, la transformation des coordonnées est acceptée et les variables X et Y sont générées. L'algorithme de cette technique est présenté par (Kroese, Taimre, & Botev, 2011, p. 124) comme suit :

- 1) Génération de deux variables pseudo-aléatoires U_1 et $U_2 \sim U(0, 1)$

2) Détermination des coordonnées paires V_1 et $V_2 \sim U(-1, 1)$ dans le cercle unité

$$V_1 = 2U_1 - 1 \quad \text{Équation 4.3}$$

$$V_2 = 2U_2 - 1 \quad \text{Équation 4.4}$$

$$S = V_1^2 + V_2^2 \quad \text{Équation 4.5}$$

$$\text{Calcul de } S \text{ tel que } fac = \sqrt{-2 \ln U / S} \quad \text{Équation 4.6}$$

Le nombre pseudo-aléatoire distribué selon une loi normale centrée réduite $N(0,1)$ est alors donné par :

$$X = V_1 * fac \quad \text{Équation 4.7}$$

$$Y = V_2 * fac \quad \text{Équation 4.8}$$

3) Si $S > 1$, revenir à l'étape 1

Une fois que le tirage aléatoire est réalisé, une étape additionnelle est ajoutée. Elle consiste à générer un nombre pseudo-aléatoire distribué selon une loi normale de moyenne μ et d'écart-type σ à partir de la formule :

$$V.A. = X \sigma + \mu \quad \text{Équation 4.9}$$

Il est à noter également que plusieurs simulations ont été réalisées, jusqu'à ce que le nombre généré soit compris entre le minimum et le maximum des valeurs de la base de données.

• Distribution lognormale

Les variables aléatoires de la distribution lognormale sont déterminées à partir de ceux de la loi normale. Les équations qui permettent la transition entre ces deux lois de probabilité sont présentées dans plusieurs ouvrages (Ayyub & McCuen, 2011, p. 150). Ainsi, le tirage aléatoire suivant la distribution lognormale est réalisé à partir des étapes suivantes :

1) Calcul de la moyenne μ_{log} et l'écart-type σ_{log} de la distribution lognormale à partir des formules :

$$\sigma_{log} = \sqrt{\ln \left[1 + \left(\frac{\sigma_{norm}}{\mu_{norm}} \right)^2 \right]} \quad \text{Équation 4.10}$$

$$\mu_{log} = \ln(\mu_{norm}) - \frac{1}{2} \sigma_{log}^2 \quad \text{Équation 4.11}$$

Où μ_{norm} et σ_{norm} sont respectivement la moyenne et l'écart-type de l'échantillon.

- 2) Détermination de la variable aléatoire suivant une distribution normale

$$V.A. = e^{\mu_{log} + \sigma_{log} X} \quad \text{Équation 4.12}$$

Où X , est un nombre pseudo-aléatoire distribué selon une loi normale centrée réduite $N(0,1)$.

- 3) Si le nombre généré est compris entre le minimum et le maximum des valeurs de la base de données, le tirage est accepté. Sinon revenir à l'étape 1.

4.3.2 Estimateur des hydrogrammes de rupture

L'estimateur des hydrogrammes rupture permet de déterminer la variation du débit en fonction du temps en se basant sur deux sources d'information. La première est saisie par l'utilisateur. Elle tient compte de la grandeur de l'ouvrage et du réservoir. La deuxième est fournie par le module *générateur de variables aléatoires*. Elle considère les valeurs des trois paramètres de brèche. À cet effet, les débits calculés par le module *estimateur des hydrogrammes de rupture* sont également considérés comme des variables aléatoires.

La méthode utilisée dans l'estimation du débit repose principalement sur l'équation du seuil. Cette équation est expliquée en détail dans la section 3.2.3. Les calculs sont d'abord initiés au temps égal à zéro. Dans ce cas, la hauteur de brèche est nulle et la profondeur de l'eau est supposée égale à la hauteur du barrage. Ensuite, la hauteur de la brèche commence à évoluer linéairement, jusqu'à ce qu'elle atteigne le fond de l'ouvrage. De manière similaire, le niveau d'eau commence à évoluer linéairement jusqu'à ce que la vidange du réservoir soit complète. Cette dernière est déterminée à partir de l'équation de la courbe d'emmagasinement comme expliquée dans la section 3.2.2. La figure 4.8 présente l'algorithme utilisé pour générer les hydrogrammes de rupture :

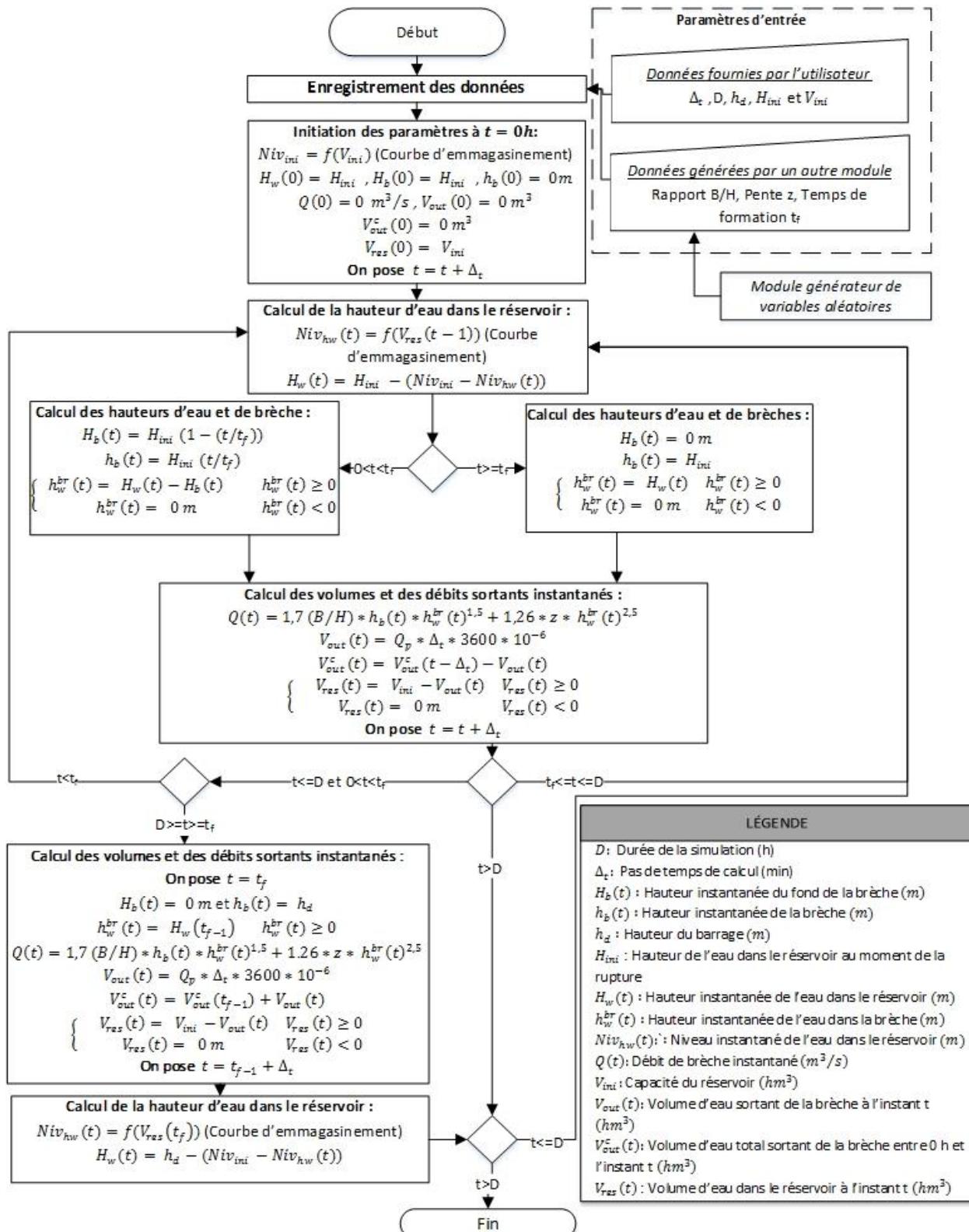


Figure 4.8 Algorithme utilisé pour générer les hydrogrammes de rupture

4.3.3 Estimateur des erreurs de convergence

Pour satisfaire les critères de convergence, la méthode de Monte-Carlo nécessite généralement un très grand nombre d’itérations. Or, il est impossible de générer une infinité de variables aléatoires. Il faut donc définir la taille de l’échantillon qui permet d’avoir une précision convenable. Selon Muthén et Muthén (2002), la taille de l’échantillon est régie par une multitude de facteurs. En effet, la simulation est influencée, entre autres, par le nombre des paramètres stochastiques, la quantité des données disponibles, et leurs distributions. Or, le nombre de tirages est souvent déterminé de manière empirique selon l’expérience de l’estimateur. Par ailleurs, des études proposent des méthodes plus structurées basées sur l’évaluation de l’erreur.

Ce mémoire utilise la méthode présentée par Cassettari, Mosca et Revetria (2012). Dans ce cas, le nombre d’itérations a été déterminé en se basant sur le calcul de l’erreur quadratique moyenne de prédiction pour deux types de facteurs ; soit la moyenne $MSPE_{med}$ et l’écart-type $MSPE_{STDEV}$.

L’application de l’approximation de Monte-Carlo sur plusieurs intervalles de probabilité a deux effets contradictoires sur les convergences des résultats. En effet, la génération des variables aléatoires entre des bornes plus rapprochées augmente la convergence de l’erreur. Par contre, la diminution du nombre de valeurs utilisée dans l’estimation réduit la convergence.

La méthode de Cassettari et al. (2012) a été donc adaptée pour chaque intervalle en remplaçant le nombre total d’itérations par le nombre d’hydrogrammes générés. À noter que l’estimation de l’erreur dépend également du type de distribution. Ainsi, un intervalle avec une plus faible fréquence n’aura pas forcément une meilleure convergence que celui dont la fréquence est plus élevée.

La démarche générale pour déterminer l’erreur de convergence est la suivante :

- 1) Choix du nombre de simulations Monte-Carlo $K > 2$. Dans cette étude, le nombre d’essais sera limité à $K = 10$.
- 2) Détermination des bornes de l’intervalle de probabilité et estimation du nombre d’hydrogrammes N^{hydro} à partir du module *générateur d’hydrogrammes par intervalle de probabilité*.

- 3) Calcul du nombre d'itérations de l'intervalle $N^{iter} = 1.5 N^{hydro}$. Ainsi, le nombre de variables aléatoires générées dans chaque intervalle est plus grand que le nombre d'hydrogrammes.
- 4) Génération des variables avec le module *générateur de variables aléatoires* pour chaque intervalle de probabilité.
- 5) Estimation du débit de pointe Q_{ij}^p pour chaque itération et dans chaque simulation, avec $i = 1 \dots N^{iter}$ et $j = 1 \dots K$ à partir du module estimateur d'hydrogrammes de rupture.

Tableau 4.1 Variables stochastiques générées (adapté de Cassettari et al. (2012))

	Numéro d'essai					
		1	2	3	...	10
Numéro de simulation	1	$Q_{1,1}^p$	$Q_{1,2}^p$	$Q_{1,3}^p$...	$Q_{1,10}^p$
	2	$Q_{2,1}^p$	$Q_{2,2}^p$	$Q_{2,3}^p$...	$Q_{2,10}^p$
	3	$Q_{3,1}^p$	$Q_{3,2}^p$	$Q_{3,3}^p$...	$Q_{3,10}^p$

	N^{iter}	$Q_{N^{iter},1}^p$	$Q_{N^{iter},2}^p$	$Q_{N^{iter},3}^p$...	$Q_{N^{iter},10}^p$

- 6) Pour chaque essai j et pour chaque itération n , calcul de la moyenne des débits de pointe \overline{Q}_{nj}^p (avec $= 1 \dots N^{iter}$)).

$$\overline{Q}_{nj}^p = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{ij}^p}{n} \quad \text{Équation 4.13}$$

- 7) Pour chaque itération, calcul de la moyenne des \overline{Q}_{nj}^p :

$$MED_{MED}(i) = \frac{\sum_{j=1}^K \overline{Q}_{nj}^p}{K} \quad \text{Équation 4.14}$$

- 8) Pour chaque itération, calcul de l'erreur quadratique moyenne de prédition à partir de la moyenne des simulations :

$$MSPE_{med}(i) = \frac{\sum_{j=1}^K [\overline{Q}_{nj}^p - MED_{MED}(i)]^2}{K} \quad \text{Équation 4.15}$$

- 9) Pour chaque essai j et pour chaque itération n , calcul de l'écart-type des débits de pointe $STDEV(Q_{nj}^p)$:

$$STDEV(Q_{nj}^p) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{ij}^p - \bar{Q}_{nj}^p)^2}{N_{iter}}} \quad \text{Équation 4.16}$$

- 10) Pour chaque itération, calcul de la moyenne des $STDEV(Q_{nj}^p)$:

$$MED_{STDEV}(i) = \frac{\sum_{j=1}^K STDEV(Q_{ij}^p)}{K} \quad \text{Équation 4.17}$$

- 11) Pour chaque itération, calcul de l'erreur quadratique moyenne de prédition à partir de la moyenne des écarts-types $MSPE_{STDEV}$:

$$MSPE_{STDEV}(i) = \frac{\sum_{j=1}^K [STDEV(Q_{nj}^p) - MED_{STDEV}(i)]^2}{K} \quad \text{Équation 4.18}$$

- 12) Détermination des courbes représentant la variation de $MSPE_{med}$ et de $MSPE_{STDEV}$ en fonction du nombre d'itérations. La convergence est vérifiée en observant les oscillations de deux courbes.

4.3.4 Générateur des hydrogrammes par intervalles de probabilités

Le modèle permet de subdiviser les paramètres de brèche en plusieurs sous-intervalles. Chaque sous-intervalle est caractérisé par sa fréquence et son hydrogramme. L'objectif est de fournir à l'ingénieur un outil qui lui permettra d'obtenir plusieurs scénarios de rupture avec des probabilités différentes et en admettant un certain risque.

La démarche qui permet de générer les hydrogrammes de rupture par intervalle de probabilité est la suivante :

- 1) Génération des variables aléatoires et estimation des hydrogrammes pour chaque itération.
- 2) Regroupement des débits de brèche par intervalles et calcul des fréquences. Dans ce cas, les fréquences correspondent à la probabilité d'apparition des débits de brèche dans un intervalle donné.

- 3) Calcul des erreurs de convergence pour chaque intervalle.
- 4) Estimation du débit de brèche le plus probable pour chaque intervalle à l'aide de l'intégration de méthode de Monte-Carlo (voir section 3.1.2).
- 5) Calcul des incertitudes du débit de brèche à partir de l'équation 3.8. La marge d'erreur sera ajoutée au débit approximé. À noter que cette marge permet d'apprécier le niveau de risque pour une valeur statique du débit. Les valeurs instantanées peuvent être différentes, mais moins conservatrices. Par contre, vu que la détermination du temps de formation est un processus aléatoire, le débit de pointe se produira à des instants différents. Ainsi, les incertitudes du débit de brèche ne peuvent pas être combinées aux incertitudes instantanées. En effet, sa grandeur sera incohérente avec les débits générés à chaque instant.
- 6) Détermination des hydrogrammes de rupture pour chaque intervalle en tenant compte des incertitudes sur le débit de brèche. Dans ce cas, les informations sur les paramètres de brèche ne sont pas disponibles. Il est donc impossible d'utiliser directement l'algorithme décrit dans la section 4.3.2. Une manière alternative est d'approximer l'hydrogramme par un autre déjà existant dans la série des variables aléatoires générées. Cette approche suppose que le nombre d'itérations est assez grand pour que la série stochastique contienne un débit égal à celui approximé par l'intégration de Monte-Carlo.

CHAPITRE 5 BASE DE DONNÉES

L'étude de la rupture des barrages par une approche probabiliste nécessite un ensemble de données statistiques. Ces données peuvent être obtenues par l'analyse des ruptures passées. La qualité de l'estimation devient ainsi étroitement liée aux différentes sources d'information considérées dans l'analyse.

Ce chapitre présente la base de données utilisée pour la simulation de la rupture des barrages en remblai. Il se compose de trois sections. La première décrit l'historique des ruptures. La deuxième montre ces principales caractéristiques. La troisième définit les caractéristiques statistiques des différentes variables aléatoires.

5.1.1 Historique

De nombreux cas de rupture ont été répertoriés dans l'histoire. Par contre, il fallait attendre les années 80 pour avoir une description plus exhaustive de la brèche. Cette description définit les paramètres géométriques et temporels de la brèche. Ils sont déterminés par des mesures in situ ou à partir de l'analyse de cartes topographiques. Or, ces mesures sont toujours effectuées à la fin de la rupture. Il n'existe ainsi aucune donnée sur le développement de la brèche. De plus, les informations sur les dimensions de la rupture et le débit de brèche n'étaient pas toujours fournies. Plusieurs auteurs ont alors proposé des méthodes pour compléter les données manquantes. Ces méthodes se basent sur la formulation empirique d'un ensemble de cas de rupture. Ils sont cités dans plusieurs articles et conférences présentés par les organisations de la sécurité des barrages. Parmi ces organisations, il y a l'ASDO (Association of State Dam safety Officials) (Wahl, 1998).

La base de données de Wahl (1998) regroupe 108 cas de rupture. Elle contient les informations sur le mode de rupture, le type de remblai, les dimensions de l'ouvrage et le débit de brèche. Dans ce cas, les barrages sont formés de terre, d'enrochements ou d'une combinaison des deux. Par contre, la plupart des ouvrages répertoriés sont petits. En effet, environ 75 % des cas avaient une hauteur inférieure à 15 m. Les relations empiriques utilisées pour déterminer les paramètres de brèches sont issues de 20 à 50 cas de rupture. Par ailleurs, ils sont influencés par la disparité des données. Il faut donc être vigilant lors de l'utilisation de cette base de données, surtout lorsqu'il s'agit des grands barrages.

La base de données de Xu et Zhang (2009) regroupent 183 cas de rupture. Ces données proviennent de 8 pays différents, mais essentiellement de la Chine et des États-Unis. Cette fois-ci, presque la moitié des ouvrages à une hauteur supérieure à 15 m. Par contre, la capacité du réservoir est souvent inférieure à $1 \times 10^8 \text{ m}^3$. Ils sont caractérisés par trois nouveaux paramètres. Le premier est le type de barrage. En effet, le barrage peut être homogène, zoné, avec noyau ou à masque amont. Les barrages homogènes représentent la moitié des cas étudiés. Le deuxième est le type de rupture. La rupture inclut l'érosion interne, la surverse et le glissement. La surverse est présente dans plus de 56 % des cas. Le troisième est l'érodabilité du sol. Cette dernière peut être élevée, moyenne ou faible. Elle est évaluée généralement à partir de la composition des matériaux, des conditions de compaction, de l'aire de la surface transversale du barrage et du temps de construction. Par ailleurs, les propriétés de la base de données demeurent disproportionnées. Il y a alors des situations où elle peut être jugée insuffisante ou inappropriée (Wahl, 2014).

Wahl (2014) a étudié la consistance des paramètres présentés par Xu & Zhang. Il concentre son analyse sur l'érodabilité et le temps de formation. Pour se faire, il utilise 75 cas de rupture, pour lesquels le mode de défaillance, la hauteur de brèche, le volume et la profondeur d'eau dans le réservoir étaient connus. À ces données, il ajoute d'autres sources d'information telle que ceux présentés par Pierce et al. (2010).

Pour ce qui est de l'érodabilité, la recherche de Xu & Zhang se basent tout d'abord sur le type de sol, et ensuite sur la compaction. S'il n'y avait pas d'information sur la compaction, l'année de construction est prise en compte. Par exemple, une faible érodabilité est attribuée pour les barrages construits en 1950. La raison est qu'à cette époque les technologies étaient limitées. Par contre, Wahl (2014) considère que le type de sol est le seul facteur adéquat. À cet effet, il attribue quatre catégories à l'érodabilité du sol. La première est la catégorie VERIFIED. Elle comprend 22 barrages, dont le type de sol a été confirmé à partir d'autres sources d'information. La deuxième est la catégorie UNKNOWN. Elle comprend 16 barrages dont la classification n'a pas pu être vérifiée. La troisième est la catégorie des UNJUSTIFIED. Elle comprend 10 barrages dont les données ont été modifiées. La quatrième est la catégorie des NO BASIS. Elle comprend 33 barrages dont l'information est absente.

Par ailleurs, le temps de brèche n'était pas clairement défini par les investigateurs. En effet, selon Wahl (1998) la rupture des barrages en remblai est un processus long qui se fait en deux phases.

La première est la phase d'initiation durant laquelle l'érosion du barrage peut s'interrompre. La deuxième est la phase de formation durant laquelle la rupture devient imminente. Une description plus détaillée de ces notions est présentée dans la section 2.2.2. Ce qui nous intéresse ici est de prendre connaissance de la confusion qui peut exister dans les données enregistrées. Selon Wahl (2014), la durée de brèche devrait représenter le temps de formation. À cet issu, il compare les données de Xu et Zhang (2009) avec d'autres sources d'information. Ainsi, s'il y a un conflit entre les données répertoriées, l'information est omise de la base de données. À la suite de cette analyse, 10 données sur le temps de formation ont été supprimées, 9 ont été vérifiés et 10 autres ont été ajoutés.

5.1.2 Description de la base de données

La base de données utilisée dans ce mémoire est présentée dans l'annexe A. Elle est fournie par Wahl (2014) et elle regroupe 81 cas de rupture qui proviennent de 7 pays différents. Les États-Unis présentent à elle seule environ 89 % des cas. Ces barrages sont construits entre 1850 et 1992. Plus de 69 % des ruptures ont été enregistrée avant 1980.

Les barrages ont une hauteur variant entre 2,8 et 93 m et une capacité de retenue variant entre 24 700 et 650 000 000 m³. Il y a plus de 75 % de barrage à forte contenance et environ 1,23 % de barrage à faible contenance. La répartition des barrages selon leurs contenances est effectuée selon les critères de la loi sur la sécurité des barrages. Ces critères sont présentés dans l'annexe B.

La figure, ci-dessous, présente la répartition des barrages selon leurs types et leurs modes de rupture :

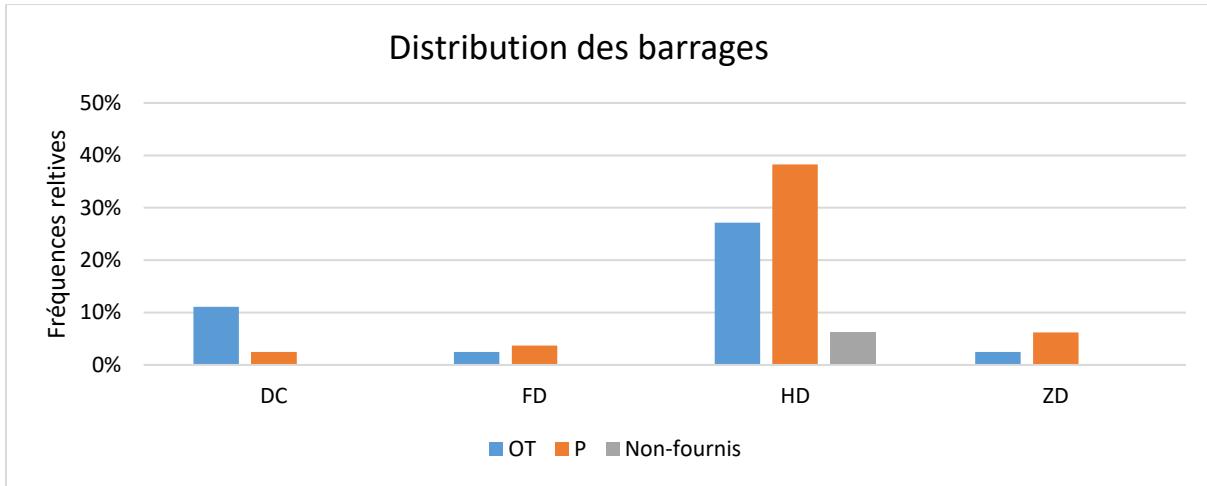


Figure 5.1 Répartition des données de Wahl (2014) selon leurs types et leurs modes de rupture

Note	DC = Barrages à masque en béton	HD = Barrages homogènes
	FD = Barrages à masque en béton	ZD = Barrages zonés
	OT = Rupture par surverse	P = Rupture par érosion interne

La plupart des barrages sont en remblai homogènes. En Effet, ils constituent plus de 71 % des cas étudiés. Par ailleurs, l'érosion interne survient avec une fréquence de 50 % et la surverse avec une fréquence de 43 %.

Dans le cas de la surverse, la différence entre la hauteur d'eau au moment de la défaillance et la hauteur du barrage varie entre $-18,5$ et 9 m . Pour l'érosion interne, elle varie entre -32 et 8 m .

Le tableau ci-dessous présente la distribution des données à partir de la comparaison de la hauteur du barrage avec la hauteur d'eau au moment de la défaillance.

Tableau 5.1 Distribution des données à partir de la comparaison de la hauteur du barrage HD avec la hauteur d'eau au moment de la défaillance h_w pour chaque type de rupture.

Type de rupture	$h_w < h_d$	$h_w = h_d$	$h_w > h_d$
Surverse	25,71 %	17,14 %	57,14 %
Érosion interne	85,37 %	2,44 %	12,20 %

Par ailleurs, les informations sur l'érodabilité sont disponibles pour 58 % des barrages. Plus de 40 % des données sont validé par Wahl (2014). Cette catégorie inclut les données vérifiées (VERIFIED) et modifiées (UNJUSTIFIED). Les 18 % restant n'ont pas pu être validé, car il n'y avait aucune source d'informations qui le permettait.

La figure ci-dessous présente la répartition des barrages selon leurs érodabilité.

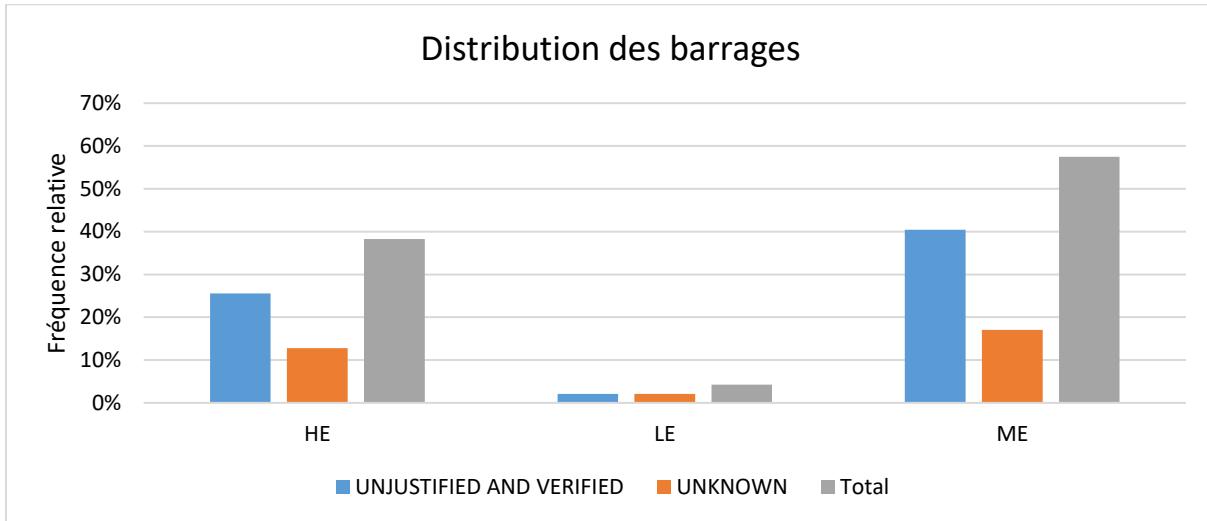


Figure 5.2 Répartition des données de Wahl (2014) selon leurs érodabilité

Note	HE = Érodabilité élevée	UNKNOWN = La classification de l'érodabilité fourni par Xu et Zhang (2009) n'a pas pu être vérifiée par Wahl
	ME = Érodabilité moyenne	
	LE = Érodabilité faible	
	VERIFIED = Base de la classification de l'érodabilité	(2014) à cause du manque de documentations significatives.
	UNJUSTIFIED = La classification de l'érodabilité fourni par Xu et Zhang (2009) est modifiée par Wahl (2014) en se basant sur la documentation disponible	NO BASIS = La classification de l'érodabilité fourni par Xu et Zhang (2009) est supprimée par Wahl (2014), car il n'y a aucune information qui permet de la justifier.

5.1.3 Analyse des paramètres stochastiques

5.1.3.1 Type de distribution

La génération des variables aléatoires s'effectue suivant une loi de probabilité connue. Or, il n'existe aucune méthode qui permet de déterminer directement la fonction de densité la mieux adaptée pour un échantillon donné. La manière la plus simple consiste à supposer un type de distribution. Cette supposition se base souvent sur l'histogramme des fréquences relatives (voir l'annexe C.1). En effet, il est possible visuellement de faire l'analogie entre la répartition des données et la courbe d'une loi usuelle. Ensuite, cette supposition peut être vérifiée à partir du test d'ajustement Khi^2 (voir l'annexe C.2)

- **Rapport de la base sur la hauteur B/H**

Les informations sur le rapport B/H sont disponibles pour 68 cas de rupture de barrage. Leurs grandeurs varient entre 0,00 et 19,32 m/m , avec une moyenne de 3,37 m/m . L'écart entre la valeur proposée par la norme HQ 60-00-00 et la moyenne des observations est évalué à 19 %. Par ailleurs, les données ont été regroupées en 7 classes avec un pas d'environ 2,76 m/m . La figure 5.3 présente l'histogramme des fréquences relatives pour le rapport B/H .

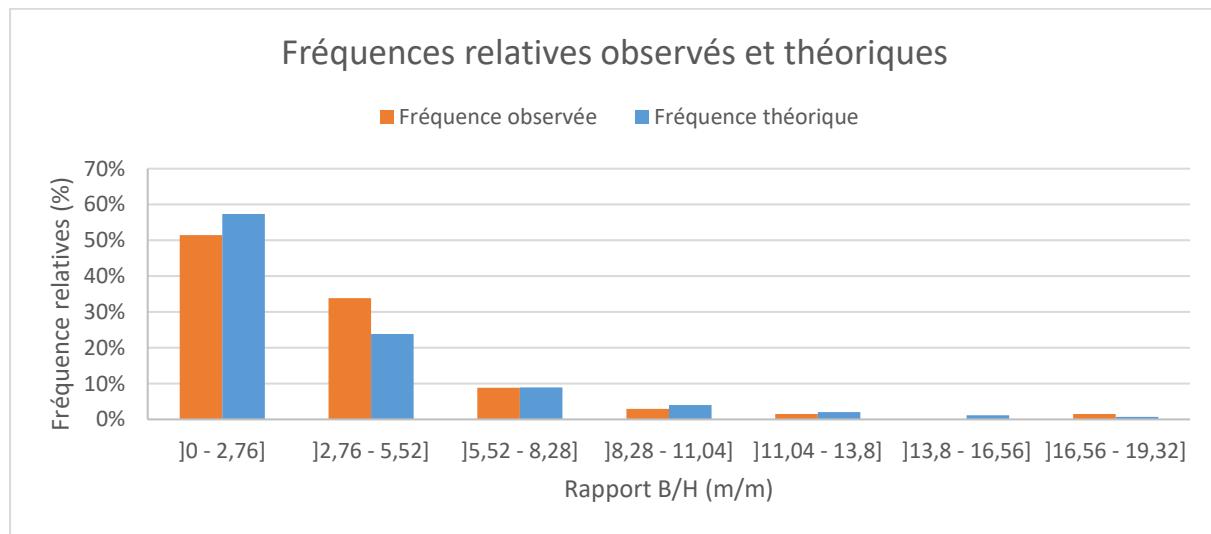


Figure 5.3 Histogrammes des fréquences relatives observées et théoriques pour le rapport de la largeur sur la hauteur de brèche

La figure ci-dessus montre que l'intervalle $]0,00 - 2,76] \text{ m/m}$ regroupe le plus grand nombre de données avec une fréquence relative de 51,5 %. La valeur standardisée se trouve dans l'intervalle $]2,76 - 5,52] \text{ m/m}$ avec une fréquence d'environ 34 %. La chance que le rapport B/H excède cette catégorie avoisine les 15 %.

Le type de distribution est vérifié à partir d'ajustement Khi^2 (ou χ^2). L'hypothèse nulle H_0 se présente comme suit : *le rapport B/H suit une loi log normal*. La statique de Pearson χ^2_{calc} est alors évaluée à 5,07, tandis que le seuil critique χ^2_{cr} est estimé à 9,488 en admettant un risque de 5 %. L'hypothèse de départ est donc acceptée. Le risque de rejetée H_0 alors qu'elle est vraie est de 28,3 %.

- **Pente moyenne de rive z**

Les informations sur l'inclinaison des rives z sont disponibles pour 68 cas de rupture de barrage. Leurs grandeurs varient entre 0 et $6,3 \text{ m/m}$, avec une moyenne de $0,997 \text{ m/m}$. L'écart entre la valeur proposée par la norme HQ 60-00-00 et la moyenne des observations est évalué à 0,28 %. La figure 5.4 représente l'histogramme des fréquences relatives pour l'inclinaison des rives z .

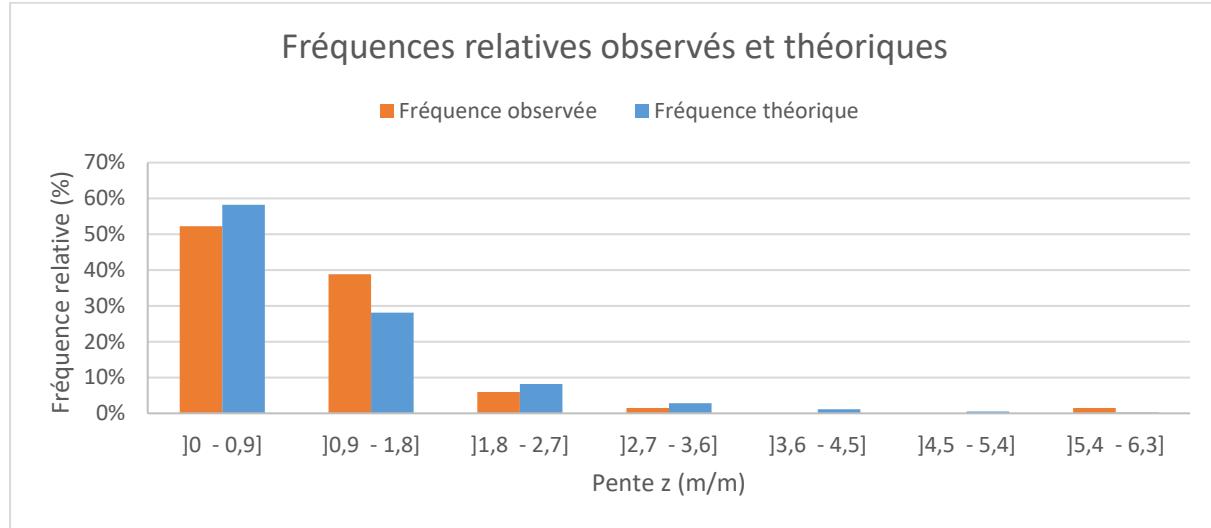


Figure 5.4 Histogrammes des fréquences relatives observées et théoriques pour l'inclinaison des rives

La figure ci-dessus montre que l'intervalle $]0 - 0,9] \text{ m/m}$ regroupe le plus grand nombre de données avec une fréquence relative de 52,2 %. La valeur, proposée par la norme, se trouve dans

l'intervalle $]0,9 - 1,8]$ m/m avec une fréquence d'environ 38,8 %. La chance que la pente z excède cette catégorie avoisine les 9 %.

Le type de distribution est vérifié à partir d'ajustement Khi^2 (ou χ^2). L'hypothèse nulle H_0 se présente comme suit : *la pente des rives z suit une loi log normal.* La statutique de Pearson χ^2_{calc} est alors évaluée à 9,23, tandis que le seuil critique χ^2_{cr} est estimé à 9,488 en admettant un risque de 5 %. L'hypothèse de départ est donc acceptée. Le risque de rejetée H_0 alors qu'elle est vraie est de 5,8 %.

- **Temps de formation t_f**

Les informations sur le temps de formation t_f sont disponibles pour 24 cas de rupture de barrage. Leurs grandeurs varient entre 0,25 et 8,5 h, avec une moyenne de 1,36 h. L'écart entre la valeur proposée par la norme HQ 60-00-00 et la moyenne des observations est évalué à 63,2 %. Par ailleurs, les données ont été regroupées en 7 classes, avec un pas d'environ 1,18 h. La figure 5.5 présente l'histogramme des fréquences relatives pour le temps t_f .

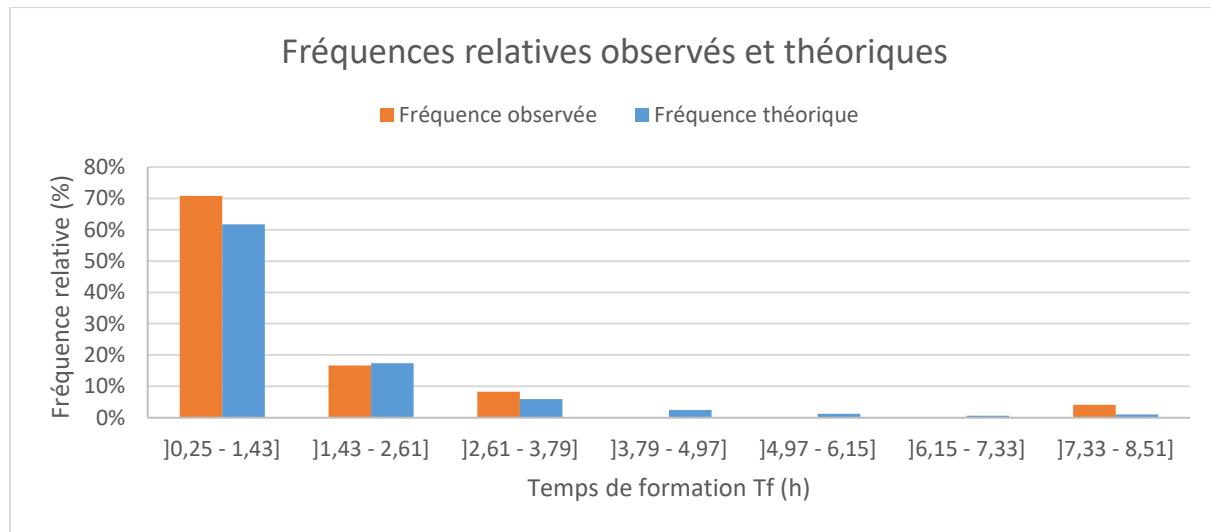


Figure 5.5 Histogrammes des fréquences observées et théoriques pour le temps de formation

La figure ci-dessus montre que l'intervalle $]0,25 - 1,43]$ h regroupe le plus grand nombre de données avec une fréquence relative de 71 %. Cet intervalle contient également la valeur proposée par la norme. La chance que le temps t_f excède cette catégorie est de 29 %.

L'histogramme montre également la présence d'une donnée aberrante, soit $8,5 \text{ m}/\text{m}$. Elle correspond à l'inclinaison des rives observée pour le barrage *Oros*. Dans ce cas, l'ouvrage est considéré de grande contenance avec une hauteur de $35,4 \text{ m}$ et une capacité de réservoir de $650 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Pour analyser la distribution des données, la valeur aberrante a été supprimée. L'échantillon se retrouve ainsi réduit à 23 cas de rupture, variant entre $0,25$ et 3 h et avec une moyenne de $1,05 \text{ h}$. L'écart entre la valeur proposée par la norme HQ 60-00-00 et la moyenne des observations se retrouve alors réduite à 52 %. Les données ont été ainsi regroupées en 8 classes, avec un pas d'environ $0,34 \text{ h}$. La figure 5.6 présente l'histogramme des fréquences relatives ajustées pour le temps de formation t_f .

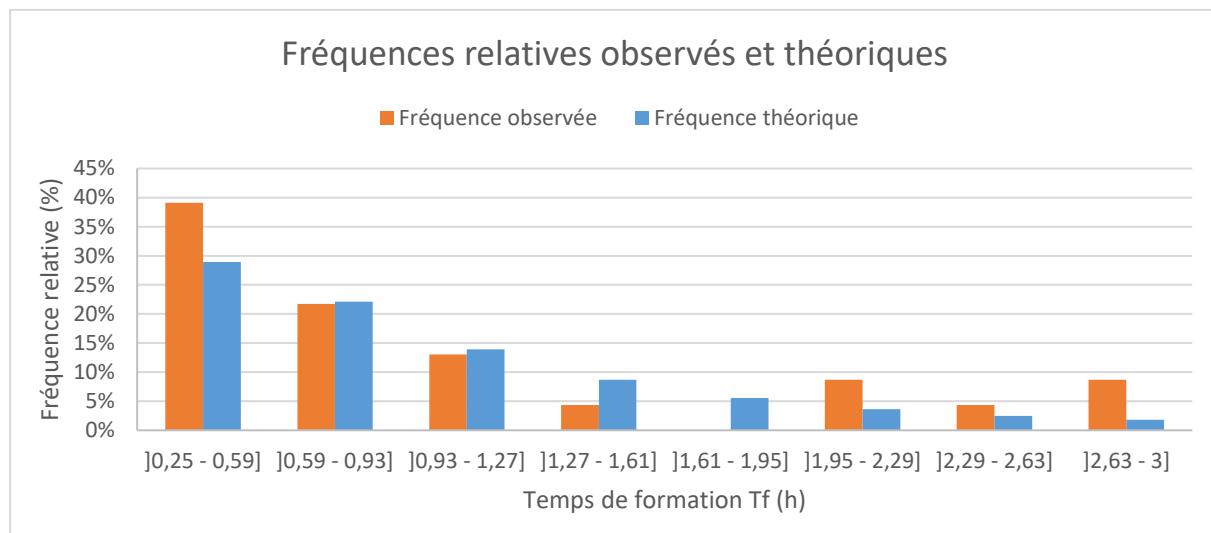


Figure 5.6 Histogrammes ajustés des fréquences relatives observées et théoriques D temps de formation

La figure ci-dessus montre que l'intervalle $[0,25 - 0,59] \text{ h}$ regroupe le plus grand nombre de données avec une fréquence relative de 39 %. Cet intervalle contient également la valeur proposée par la norme. La chance que le temps t_f excède cette catégorie est de 61 %.

Le type de distribution est vérifié à partir d'ajustement Khi^2 (ou χ^2). L'hypothèse nulle H_0 se présente comme suit : *le temps de formation t_f suit une loi log normal*. Le tableau ci-dessous présente les résultats du test d'ajustement pour les données initiales et ajustées :

Tableau 5.2 Statique de Pearson calculée et critique pour les données initiales et ajustées.

Données	Statique de Pearson χ^2_{calc}	Seuil critique χ^2_{cr} (Risque de 5 %)
Données initiales variant entre 0,25 et 8,5 h	3,964	9,488
Données ajustées variant entre 0,25 et 3 h	10,607	11,07

Dans les cas, la statistique de Pearson χ^2_{calc} est inférieure au seuil critique χ^2_{cr} . L'hypothèse de départ est donc acceptée. Le risque de rejetée H_0 alors qu'elle est vraie est de 41,2 % pour les données initiales et de 6,3 % pour les données ajustées.

5.1.3.2 Indépendance des données

D'un point de vue statistique, deux variables aléatoires sont mutuellement indépendantes si le comportement de l'une n'influence pas celui de l'autre. Il est alors possible de conclure la pente de rive z est indépendante du temps de formation t_f , du moment que la distribution de z reste inchangé lorsque les valeurs de t_f varient. L'analyse de l'indépendance est effectuée à partir du test de conformité appliquée sur le coefficient de corrélation de Pearson (voir l'annexe C.3).

- **Corrélation entre le rapport B/H et la pente z**

L'hypothèse nulle H_0 du test de conformité se présente comme suit : *Le rapport B/H et la pente z n'ont pas de corrélation significative.* Le coefficient de corrélation de Pearson est évalué à $\rho = -0,0604$. Ainsi, la statistique de Student T est estimée à $-0,48$. Or, la valeur du seuil correspondant à un risque de 5 % est de 1,997. L'hypothèse de départ est donc acceptée. Le risque de rejeter H_0 alors qu'elle est vraie est de 63,42 %. La figure ci-dessous représente la distribution de l'échantillon en fonction du rapport B/H et de la pente z .

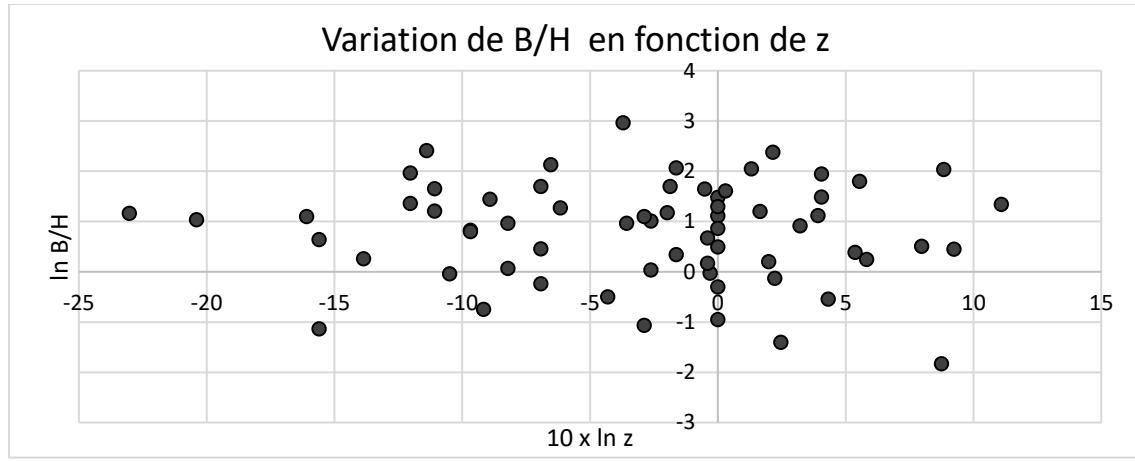


Figure 5.7 Comparaison de la distribution du rapport de la base sur la hauteur de brèche avec l'inclinaison des rives

- **Corrélation entre le rapport B/H et le temps t_f**

L'hypothèse nulle H_0 du test de conformité se présente comme suit : *Le rapport B/H et le temps de formation t_f n'ont pas de corrélation significative*. Le coefficient de corrélation de Pearson est évalué à $\rho = 0,53$. Ainsi, la statistique de Student T est estimée à 2,5. Or, la valeur du seuil correspondant à un risque de 5 % est de 2,12. L'hypothèse de départ n'est pas donc acceptée, mais pour les besoins d'analyse, les paramètres sont considérés indépendants par le modèle. La figure ci-dessous représente la distribution de l'échantillon en fonction du rapport B/H et du temps t_f .

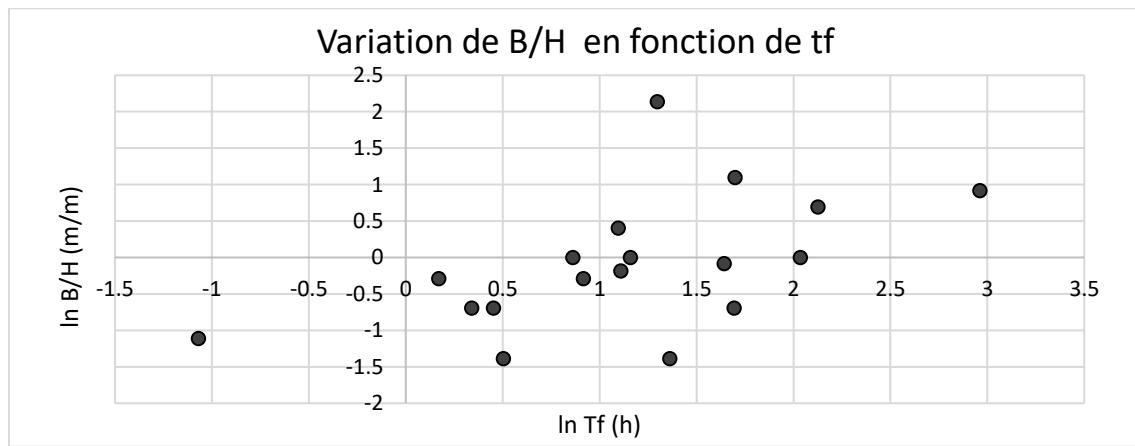


Figure 5.8 Comparaison de la distribution du rapport de la base sur la hauteur de brèche avec le temps de formation

- **Corrélation entre la pente z et le temps t_f**

L'hypothèse nulle H_0 du test de conformité se présente comme suit : *La pente z et le temps de formation t_f n'ont pas de corrélation significative*. Le coefficient de corrélation de Pearson est évalué à $\rho = 0,045$. Ainsi, la statistique de Student T est estimée à $-0,174$. Or, la valeur du seuil correspondant à un risque de 5 % est de $2,12$. L'hypothèse de départ est donc acceptée. Le risque de rejetée H_0 alors qu'elle est vraie est de 86,5 %. La figure, ci-dessous, présente la distribution de l'échantillon en fonction de la pente z et du temps t_f .

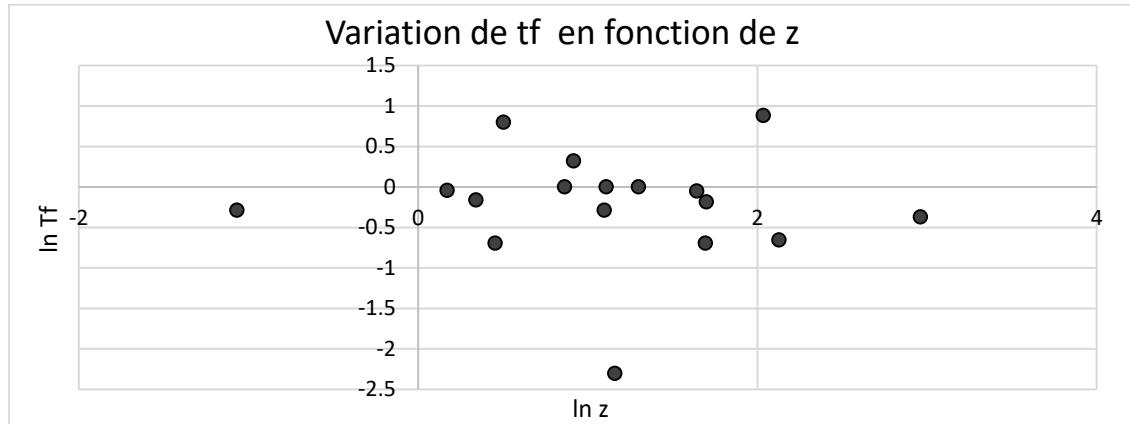


Figure 5.9 Comparaison de la distribution du temps de formation avec l'inclinaison des rives

CHAPITRE 6 EXEMPLES D'APPLICATION

Le programme de simulation développé tient principalement compte de deux sources d'information. La première utilise les caractéristiques statiques des données historiques. La deuxième considère les propriétés du barrage et du réservoir. Les hydrogrammes générés sont ainsi spécifiques à l'ouvrage étudié.

Le chapitre 6 applique la simulation stochastique sur trois cas de barrages. Ces barrages sont de même type (terre), mais de capacité de retenue différente. Le premier cas est la digue Ouiqui ; un ouvrage à forte contenance. Le deuxième est le barrage Clair ; un ouvrage à contenance moyenne. Le troisième est le barrage Caribou ; un ouvrage à faible contenance. Ce travail va permettre d'une part de comparer les résultats des méthodes probabilistes et stochastiques. D'autre part, de connaître l'influence de la contenance sur les résultats de la simulation.

Ce chapitre est réparti en trois sections. Chaque section est spécifique à un cas type de barrages. Elle définit ses caractéristiques, explique le paramétrage utilisé et présente les résultats obtenus.

6.1 Digue Ouiqui

La digue Ouiqui est située dans la région du Saguenay–Lac-Saint-Jean. Elle est construite sur l'extrême ouest du lac Kénogami à environ 37 km de la ville de Saguenay (voir la figure 6.1). Elle se retrouve entre les bassins versants du lac Kénogami et de la Belle Rivière. Cet ouvrage fait ainsi partie des 12 ouvrages de retenue qui constituent le réservoir Kénogami. En effet, ce dernier est formé à partir de trois barrages (Portage-des-Roches, Pibrac-Est et Pibrac-Ouest) et de neuf digues (Ouiqui, de la Baie-Cascaouia, de la Coulée-Gagnon, Pibrac-Est, Pibrac-Ouest, de Creek Outlet-1, de Creek Outlet-2, de Creek Outlet-3 et de Moncouche) (Hydro-Québec, 2002).



Figure 6.1 Localisation de la digue Ouiqui (obtenu à partir du répertoire des barrages du (CEHQ))

6.1.1 Caractéristiques de l'ouvrage

Construite en 1924, la digue Ouiqui est considérée comme un barrage en terre à fortes contenances. Elle a une hauteur de 17,9 m, une longueur de 420 m et une capacité de retenue est de $490 \text{ } 10^6 \text{ m}^3$. Les conséquences en cas de rupture sont considérées comme très importantes. La fiche technique du barrage est présentée dans l'annexe D.1.

Le bassin versant du lac Kénogami à une superficie de $3 \text{ } 492 \text{ km}^2$. Situé dans une région montagneuse, il draine environ 40 % des eaux de la réserve faunique des Laurentides. Il se déverse ensuite dans les rivières Chicoutimi et aux Sables. La Figure 6.2 représente la courbe d'emmagasinement du réservoir Kénogami, tirée du rapport d'Hydro-Québec (2002).

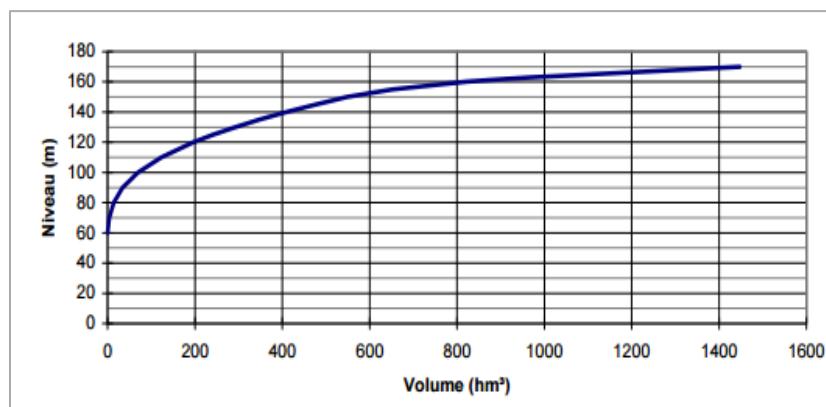


Figure 6.2 Courbe d'emmagasinement du lac Kénogami

La discréétisation de la courbe d'emmagasinement a permis de définir la relation entre le niveau et le volume de l'eau dans la retenue. Cette relation est présentée par l'équation 6.1.

$$\text{Niv}_{H_w} = 8,637 V^{0,3618} + 60$$

Équation 6.1

Où Niv_{H_w} , est le niveau de l'eau dans le réservoir (m)

V , est le volume de l'eau dans le réservoir (hm^3)

6.1.2 Paramétrage de la simulation

- **Variables aléatoires**

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques des variables aléatoires à l'entrée du modèle :

Tableau 6.1 Paramétrage des variables aléatoires

	Loi de distribution	Moyenne	Écart-Type	Minimum	Maximum
Rapport B/H (en m/m)	Lognormale	3,37	3,20	0	19,32
Pente de rive z (en m/m)	Lognormale	0,997	0,91	0	6,30
Temps de formation t_f (en h)¹	Lognormale	1,05 (1,37) ¹	0,867 (1,74) ¹	0,25 (0,25) ¹	3 (8,50) ¹

- **Caractéristiques du barrage et de la retenue**

Les caractéristiques du barrage qui influence la simulation de Monte-Carlo sont : la hauteur de la retenue de 13,7 m, la capacité de retenue de $490 10^6 m^3$ et l'équation 6.1.

¹ Le temps de formation est généré suivant deux scénarios. Le premier est placé à l'extérieur de la parenthèse. Il représente les caractéristiques des données ajustées obtenues à la suite de la suppression de la valeur aberrante (voir section 4.4.1.3). Le deuxième est placé à l'intérieur de la parenthèse. Il représente les caractéristiques statistiques de l'ensemble des données. À noter que les résultats présentés sont générés à partir des données ajustées sauf indication contraire.

- **Pas de temps de calcul et durée de la simulation**

Le pas de temps est choisi en vérifiant la stabilité numérique des volumes d'eau sortants de la brèche à la fin du temps de formation (voir figure 6.3). Dans ce cas, le pas de temps choisi est de $\Delta t = 40$ s. Par ailleurs, la simulation de Monte-Carlo est effectuée pour une durée 24 h.

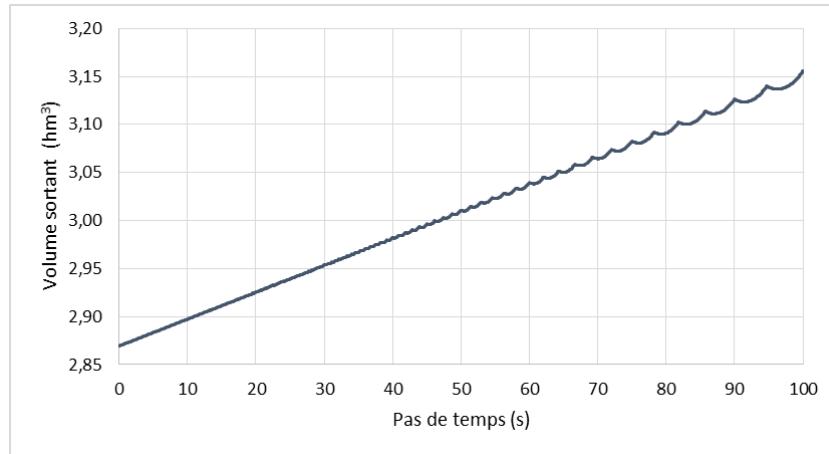


Figure 6.3 Volume sortant de la brèche à la fin du temps de formation en fonction du pas de temps

- **Niveau de confiance**

Sauf indication contraire, les calculs sont effectués en admettant un risque de 5 %.

- **Nombre d'intervalles**

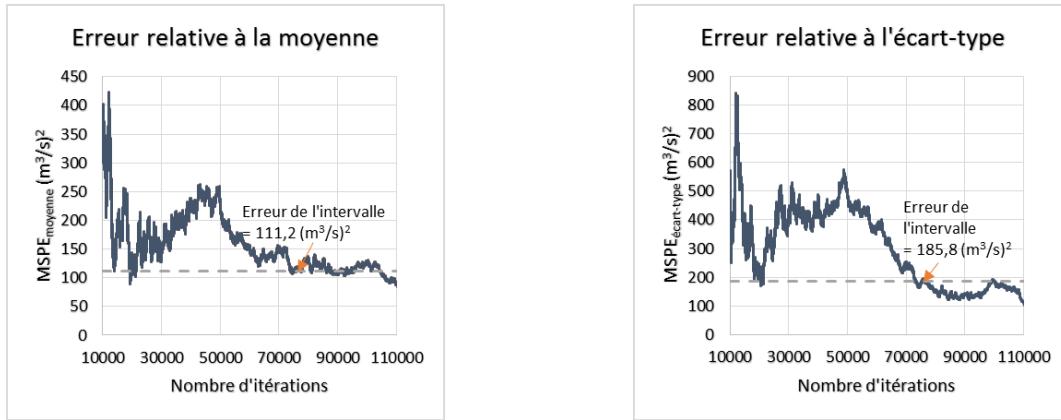
L'hydrogramme de rupture est généralement défini par son débit de brèche et par son temps de formation. Le rapport B/H et la pente de rive z restent des propriétés intrinsèques utilisées dans le calcul des valeurs instantanées du débit. Ainsi, les probabilités sont calculées pour des intervalles de temps de formation t_f . En pratique, les pas de temps nécessaires pour observer des différences significatives sur les zones inondables sont souvent de 5 min. La durée des intervalles est donc fixée à 5 min. Les hydrogramme de rupture sont alors regroupés en 33 intervalles pour les données ajustées et en 99 intervalles pour l'ensemble des données.

- **Nombre d'itération**

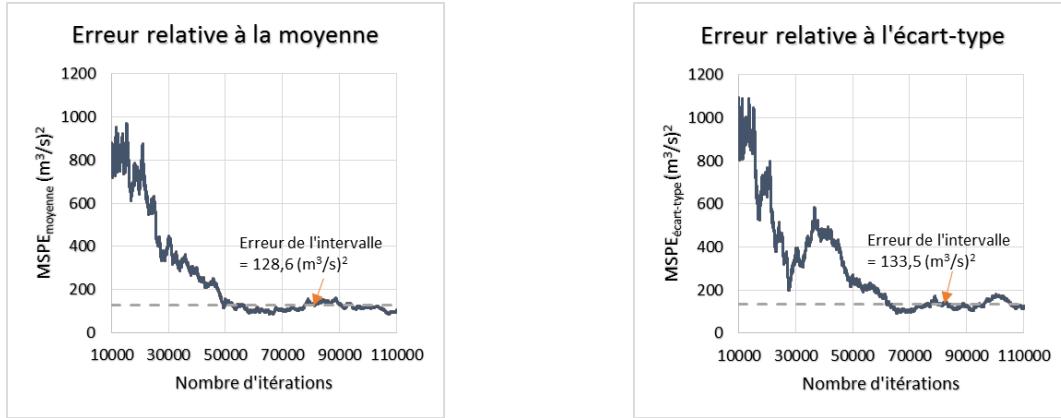
Le nombre d'itérations choisi est de 1 million. Ce choix est vérifié à la suite de l'analyse de l'erreur quadratique moyenne de prédiction de la moyenne $MSPE_{med}$ et de l'écart-type $MSPE_{STDEV}$ (voir section 4.3.3). Plus précisément, la convergence des résultats est vérifiée pour les intervalles ayant

une fréquence supérieure à 5 %. Dans ce cas, les hydrogrammes à très faible probabilité (inférieurs à 5 %) ne sont pas considérés dans l'étude de la rupture.

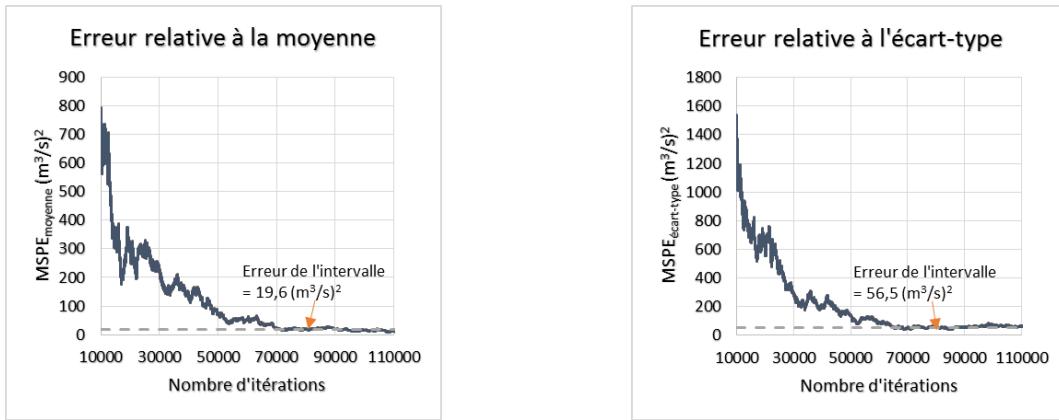
Les figures 6.4.a à 6.b présentent la variation des erreurs de prédiction $MSPE_{med}$ et $MSPE_{STDEV}$ obtenue à partir des données ajustées pour les trois intervalles les plus probables. Pour mieux visualiser l'oscillation des facteurs d'erreur, seuls les résultats ayant un nombre d'itérations supérieur à 10 000 sont affichés.



Figures 6.4.a et 27.b Erreurs de prédiction de la digue Ouiqui estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle $]20-25]$ min ayant une fréquence de 7,59 %



Figures 6.28.a et 28.b Erreurs de prédiction de la digue Ouiqui estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle $]25-30]$ min ayant une fréquence de 8,09 %



Figures 6.29.a et 6.b Erreurs de prédiction de la digue Ouiqui estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle $[30-35]$ min ayant une fréquence de 8,02

6.1.3 Variables aléatoires générées

Les paramètres géométriques et temporels de la brèche sont générés de manières individuelles à partir de 1 *million* de tirages aléatoires. Leurs caractéristiques statiques sont définies par la base de données sur les barrages (voir section 5.1.3). L'annexe E présente la distribution de ces paramètres et leurs principales caractéristiques.

À noter que ces paramètres ne sont pas liés à un cas spécifique de barrage. Par contre, ils permettent d'estimer les valeurs aléatoires du débit de brèche. Or, ce dernier tient compte aussi de la grandeur de l'ouvrage et des propriétés du réservoir. Dans le cas de la digue Ouiqui, le débit de brèche est évalué suivant deux scénarios (voir section 6.1.2-Pramaétrage des variables aléatoires).

- **Scénario 1 : Données ajustées**

Le débit de brèche générée varie entre 220 et 25 388 m^3/s avec une moyenne de 4 487 m^3/s et un écart-type de 2 998 m^3/s . La figure 6.30 présente la distribution du débit de brèche obtenue à partir des données ajustées.

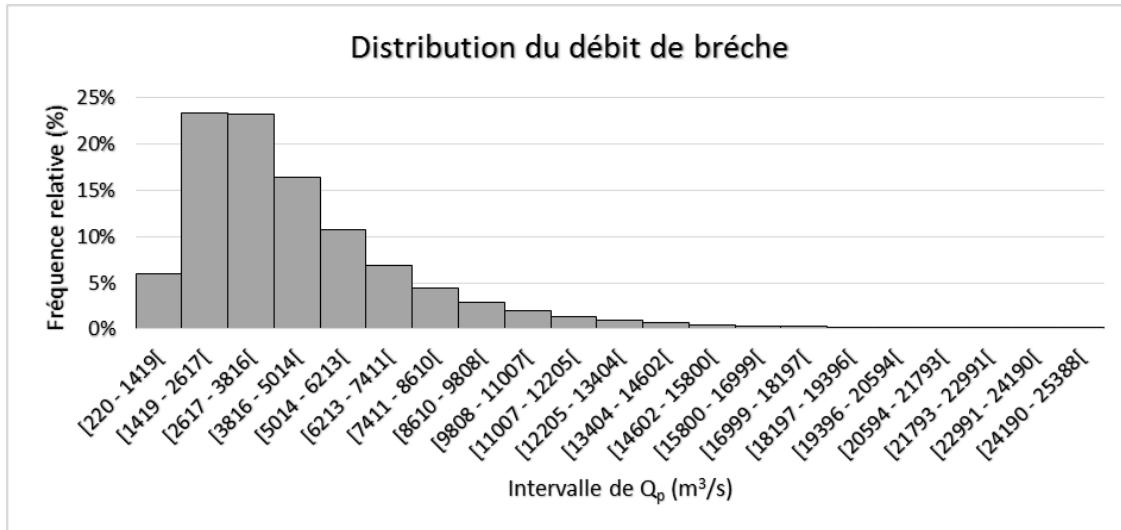


Figure 6.30 Distribution du débit de brèche de la digue Ouiqui générée à partir des données ajustées

La distribution du débit de brèche suit une loi lognormale. Les intervalles les plus probables sont $[1\ 419 - 2\ 617] \ m^3/s$ avec une fréquence de 23,3 % et $[2\ 617 - 3\ 816] \ m^3/s$ avec une fréquence de 23,2 %. Or, la valeur du débit de brèche évalué par la méthode normée est de $5\ 490 \ m^3/s$. Elle se trouve ainsi dans l'intervalle $[5\ 014 - 6\ 213] \ m^3/s$. avec une fréquence d'environ 11 %. La chance que le débit excède cette catégorie avoisine les 20 %.

- **Scénario 2 : Données initiales**

Le débit de brèche générée varie entre 214 et $25\ 232 \ m^3/s$ avec une moyenne de $4\ 405 \ m^3/s$ et un écart-type de $2\ 911 \ m^3/s$. La figure 6.31 présente la distribution du débit de brèche obtenue à partir des données initiales.

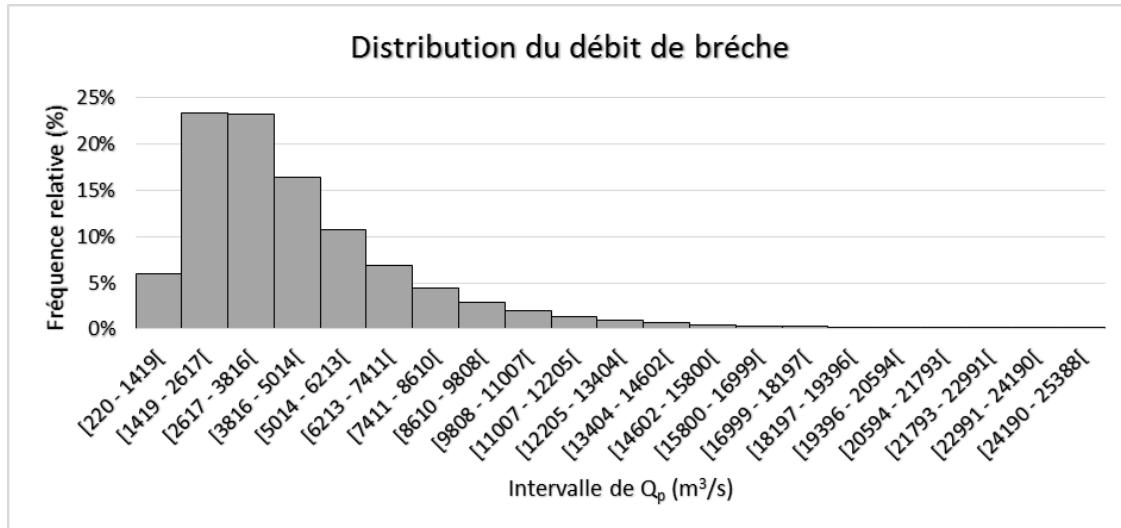


Figure 6.31 Distribution du débit de brèche de la digue Quiqui générée à partir des données initiales

La distribution du débit de brèche suit une loi lognormale. Les intervalles les plus probables sont $[1\ 406 - 2\ 597] \ m^3/s$ avec une fréquence de 23,5 % et $[2\ 597 - 3\ 788] \ m^3/s$ avec une fréquence de 23,5 %. Or, la valeur du débit de brèche évalué par la méthode normée est de $5\ 490 \ m^3/s$. Elle se trouve ainsi dans l'intervalle $[6\ 171 - 7\ 360] \ m^3/s$. avec une fréquence d'environ 11 %. La chance que le débit excède cette catégorie avoisine les 20 %.

Le tableau 6.2 permet de comparer les débits de brèches obtenues à partir des deux scénarios pour différentes valeurs de probabilité.

Tableau 6.2 Débit de brèche obtenu pour différentes valeurs de probabilités

Probabilité de non-dépassement $p(Q_p < Q_p^{max})$	25 %	50 %	75 %	95 %
Q_p^{max} des données ajustées (m^3/s)	2 437	3 704	5 628	10 275
Q_p^{max} des données initiales (m^3/s)	2 414	3 651	5 522	10 013

Les deux scénarios ont pratiquement la même distribution du débit de brèche. Par contre, les résultats obtenus avec les données ajustées sont plus conservateurs que ceux estimés avec les données initiales.

Le tableau 6.3 présente les probabilités de dépassement et de masse liées aux valeurs proposées par la norme :

Tableau 6.3 Probabilités obtenues à partir des valeurs de la méthode normée

	Valeur obtenue à partir de la norme	Probabilité de masse $p(X = X^{norme})$	Probabilité de dépassement $p(X > X^{norme})$
Rapport B/H (en m/m)	4	10,4 %	26,2 %
Pente de rive z (en m/m)	1	48 %	34 %
Temps de formation t_f (en h)	0,5	94 %	80,6 %
Débit de brèche Q_p (m^3/s)	5 490	0,01 %	26,3 %

6.1.4 Intervalles de probabilité générée

Le temps de formation est subdivisé en 33 intervalles de 5 min. Chaque intervalle est caractérisé par sa fréquence et par son hydrogramme de rupture. La fréquence correspond à la probabilité que le débit de brèche survienne entre les deux bornes de l'intervalle. Par ailleurs, l'hydrogramme est généré par l'approximation de Monte-Carlo en considérant un risque de 5 %.

La figure 6.32 montre que la norme se positionne dans l'intervalle le plus probable avec une fréquence de 8,09 %. La probabilité que le temps de formation se trouve dans un intervalle de plus faible valeur est 14 %.

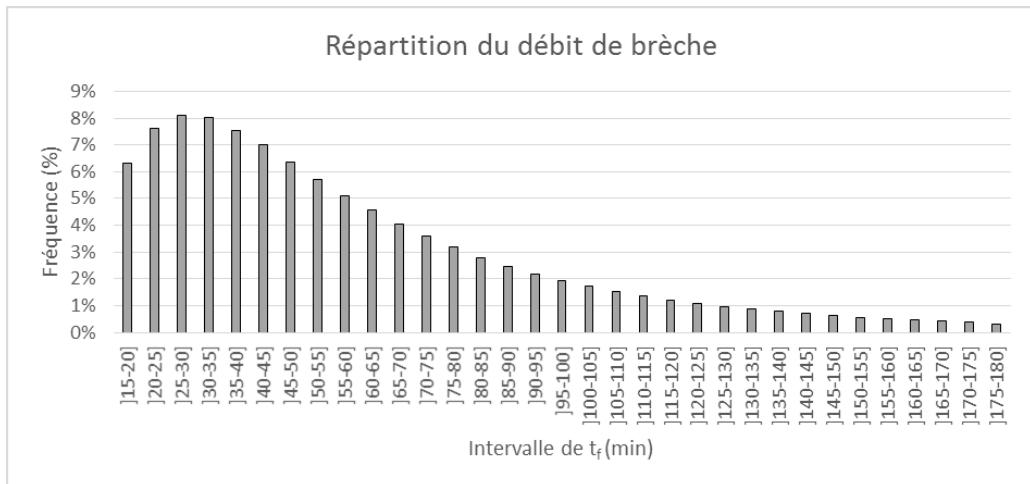


Figure 6.32 Répartition du débit de brèche par intervalle de temps de formation de la digue Ouiqui

Or, le débit de brèche estimé par la méthode normée demeure plus conservateur que ceux approximés par Monte-Carlo. En effet, le plus grand débit généré par intervalle de probabilité est de $4\ 674\ m^3/s$. Il compte un écart de 14.8 % par rapport à celui de la norme. La figure 6.33 présente les hydrogrammes de rupture générés par les deux méthodes.

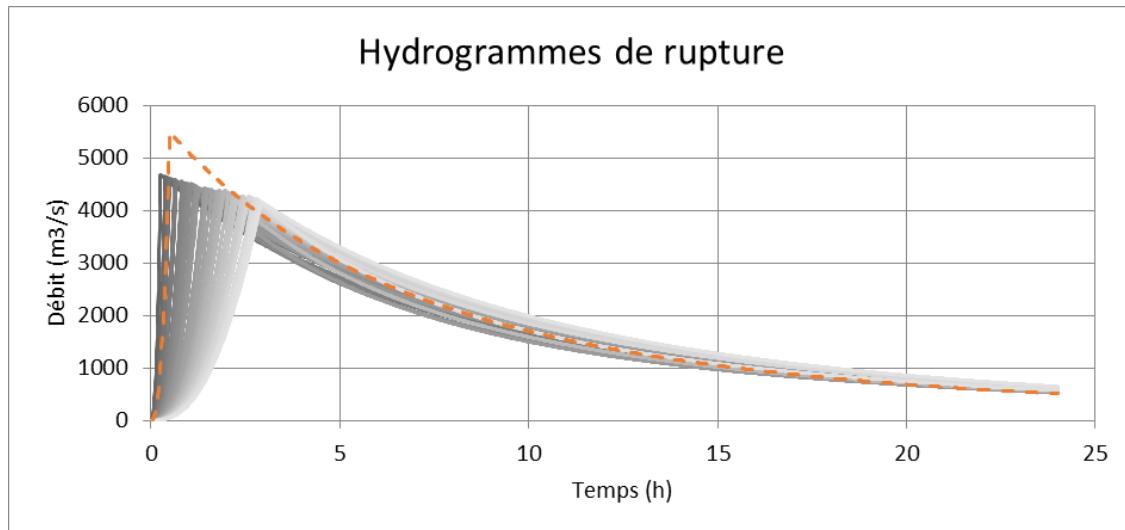


Figure 6.33 Hydrogrammes de rupture de la digue Ouiqui, générés par intervalle de probabilité (courbes en gris) et hydrogramme estimé par la méthode normée (courbe orange)

Les hydrogrammes de rupture générés par intervalles de probabilité semblent être en décalage régulier par rapport au temps. Cette observation peut se justifier par l'hypothèse de départ qui estime que le débit de brèche est atteint lorsque la durée est égale au temps de formation. Il est

ainsi possible de relier directement ce débit au paramètre temporel. Pour ce faire, la courbe enveloppe des hydrogrammes de rupture a été approximée par une fonction polynomiale de degré 2. La figure 6.34 permet d'associer les débits de brèche aux temps de formation et aux probabilités cumulées.

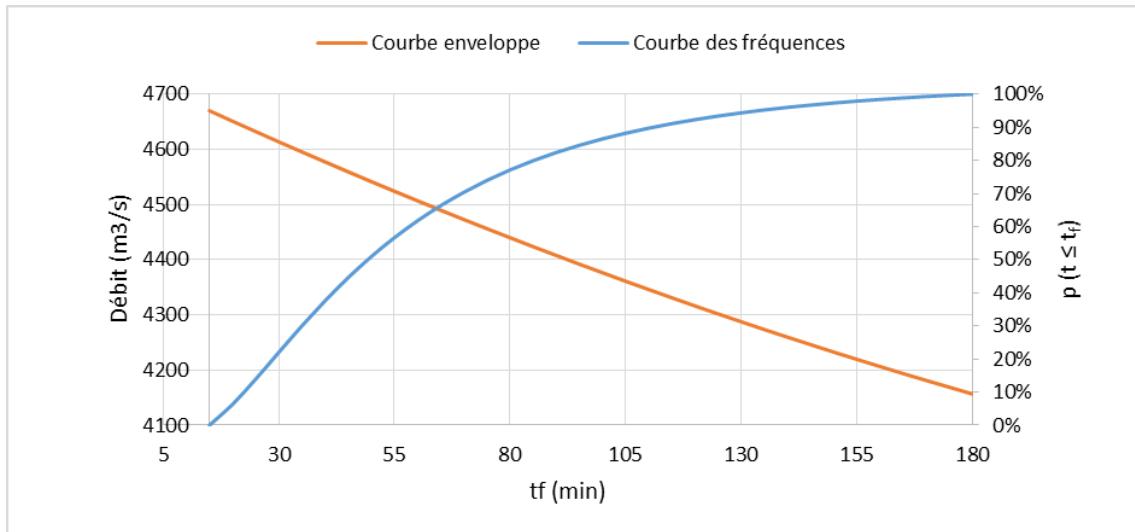


Figure 6.34 Courbes d'enveloppe et de fréquences de la digue Ouiqui

6.1.5 Hydrogrammes de rupture et incertitudes

La génération des résultats par intervalles de probabilité donne lieu à plusieurs scénarios de rupture. L'importance de ces scénarios est évaluée à partir des fréquences de débit de brèche. De cette manière, l'utilisateur peut choisir les hydrogrammes qu'ils lui semblent appropriés pour son étude. Pour la digue Ouiqui, seuls les trois intervalles les plus probables seront analysés. Le tableau 6.4 présente leurs principales caractéristiques.

Tableau 6.4 Caractéristiques des trois intervalles les plus probables de la digue Ouiqui générés pour un risque de 5 %

Intervalle de t_f (min)	Fréquence	Débit de brèche (m^3/s)	Marge d'erreur (m^3/s)
] $20, 25]$	7,59 %	4 647	10,5
] $25, 30]$	8,09 %	4 624	11,3
] $30, 35]$	8,02 %	4 612	4,42

La marge d'erreur présentée par le tableau ci-dessus concerne le nombre d'hydrogramme utilisé dans l'approximation de Monte-Carlo. Elle est calculée à partir de l'erreur de prédition moyenne des débits de brèches. Cette valeur ne doit pas être confondue avec les incertitudes estimées pour un niveau de confiance donnée. Le tableau 6.5 présente les marges d'erreur de débit de brèche obtenues pour différentes valeurs de risque.

Tableau 6.5 Incertitudes du débit de brèche en m³/s de la digue Ouiqui

Niveau de risque (1- α) ²	0.1 %	1 %	5 %	10 %
	Intervalle de t_f (min)			
] 20, 25]	38	20	23	19
] 25, 30]	37	29	22	18
] 30, 35]	36	28	22	18

Les trois intervalles ont pratiquement les mêmes valeurs d'incertitudes. Leurs grandeurs sont très faibles par rapport à celle du débit de brèche. En effet, l'écart entre la moyenne des simulations et les bornes de l'intervalle est d'environ 1 %. Ainsi, l'influence du risque est négligeable sur les hydrogrammes de rupture générés.

Par ailleurs, l'estimation du débit de brèche résulte de la combinaison de l'ensemble des variables spatio-temporelles générées aléatoirement. Ainsi, les valeurs spécifiques du rapport, de la pente de rive et du temps de formation déterminées par intégrations ne sont pas liées directement à

² La notion du risque est associée à l'intervalle de confiance du débit de brèche. Un risque de 5 % correspond ainsi à un niveau de confiance de 95 %. Prenons l'exemple de temps de formation variant entre]20, 25] min caractérisé par un débit de brèche de 4 647 m³/s. Dans ce cas, l'incertitude du débit est de 23 min 3 s/s. Autrement dit, la chance que la vraie valeur du débit de brèche se trouve entre 4 624 (4 647 - 23 min 3 s/s) et 4 670 (4 647 + 23 min 3 s/s) est de 95 %.

l'hydrogramme de rupture. Le tableau 6.6 présente les paramètres de brèche approximés par la méthode de Monte-Carlo.

Tableau 6.6 Paramètres de brèche de la digue Ouiqui approximés par la méthode de Monte-Carlo

Intervalle de t_f (min)	Rapport B/H (en m/m)	Pente de rive z (en m/m)	Temps de formation t_f (en min)
] 20, 25]	3,268	0,976	22,6
] 25, 30]	3,270	0,974	27,5
] 30, 35]	3,272	0,979	32,5

Les trois intervalles ont pratiquement les mêmes valeurs de rapport B/H et de pente z. Par ailleurs, la norme surestime le rapport d'environ 18 % et la pente d'environ 2.4 %.

Les figures ci-dessous présentent les hydrogrammes de rupture générée pour les trois intervalles les plus probables et celui estimé par la méthode normée.

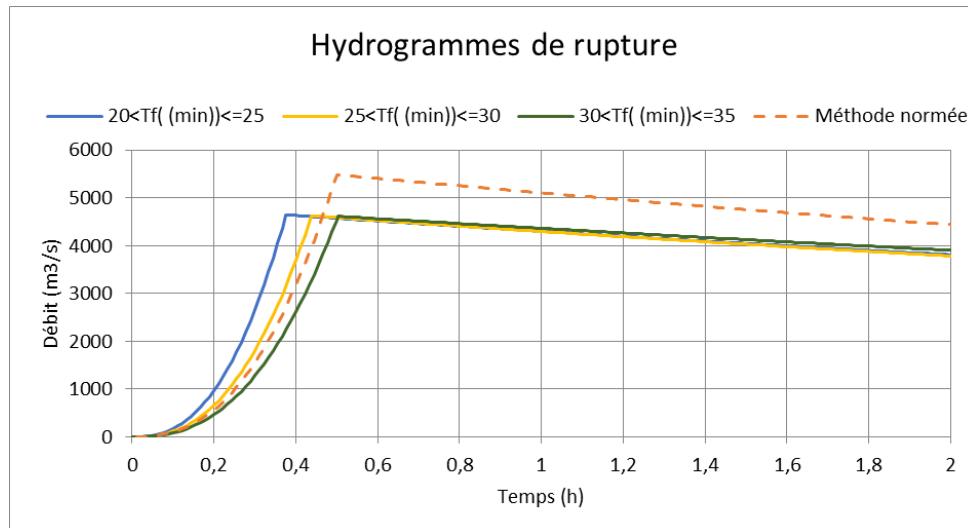


Figure 6.35 Hydrogrammes de ruptures de la digue Ouiqui générés pour les trois intervalles les plus probables

6.2 Barrage Clair

Le barrage Clair est situé dans la région Chaudière-Appalaches. Il est construit sur l'extrémité Est du lac Clair, à environ 10 km du village Sainte-Perpétue (voir figure 6.36). Le réservoir Clair a une superficie de 16,1 ha, soit 9 % de celle du bassin versant. Le réseau hydrographique est alimenté par les bassins versants des rivières Saint-Jean (73 km^2) et Ouelle (844 km^2).

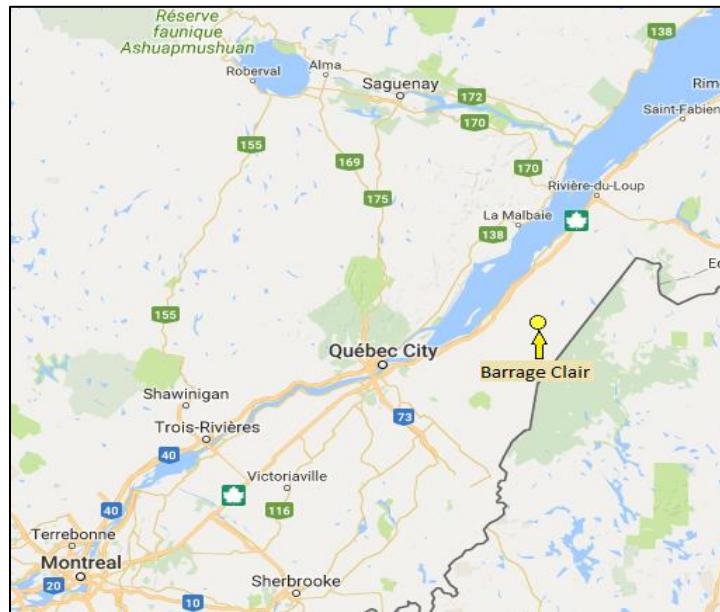


Figure 6.36 Barrage Clair (obtenu à partir du répertoire du (CEHQ))

6.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage

Construit en 1972, le barrage Clair est un ouvrage en terre à faible contenance. Il a une hauteur de 2 m et une longueur de 110 m et une capacité de retenue de $273\ 360 \text{ m}^3$. La fiche technique du barrage est présentée dans l'annexe D.2.

L'équation de la courbe d'emmagasinement est approximée à partir de la hauteur et de la capacité de retenue. Cette relation est présentée par l'équation 6.2.

$$H_w = 2,718 V^{0,3618}$$

Équation 6.2

Où H_w , est la hauteur de l'eau dans le réservoir (m)

V , est le volume de l'eau dans le réservoir (hm^3)

6.2.2 Paramétrage de la simulation

- **Variables aléatoires**

Les variables aléatoires utilisées dans la simulation de la rupture du barrage Clair ont les mêmes caractéristiques statistiques que celles de la digue Ouiqui (voir tableau 6.1). Dans ce cas, seul le scénario avec les données ajustées est utilisé.

- **Caractéristiques du barrage et de la retenue**

Les caractéristiques du barrage qui influence la simulation de Monte-Carlo sont : la hauteur de retenue de 1,7 m, la capacité de retenue de 273 360 m³ et l'équation 6.2.

- **Pas de temps de calcul**

Le pas de temps choisi est le même que celui de la digue Ouiqui ; soit de $\Delta t = 40$ s. Par ailleurs, la simulation de Monte-Carlo est effectuée pour une durée 24 h. La vidange totale du réservoir est atteinte à 6 h 11 min.

- **Niveau de confiance**

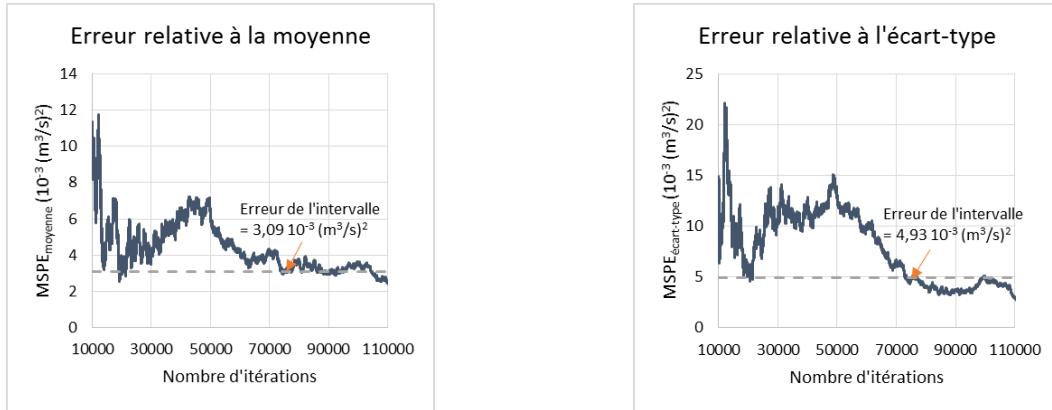
Sauf indication contraire, les calculs sont effectués en admettant un risque de 5 %.

- **Nombre d'intervalles**

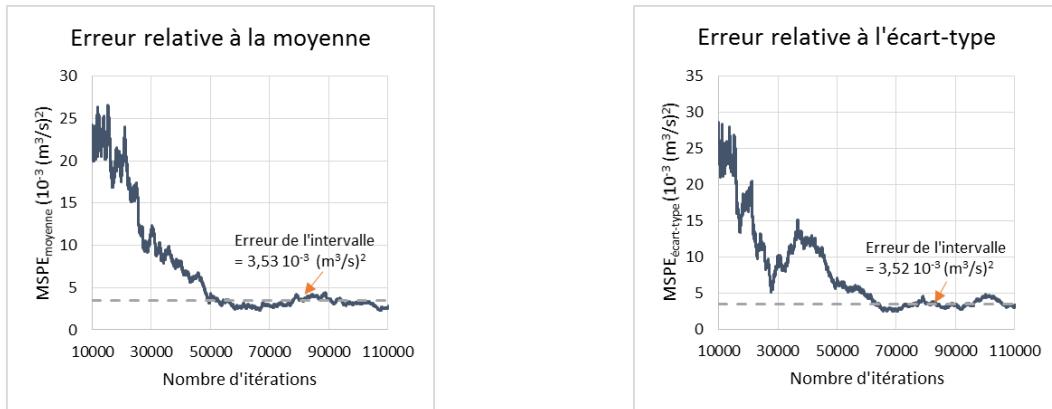
Le type et le nombre d'intervalles de probabilité utilisés pour le barrage Clair sont les mêmes que ceux présentés pour la digue Ouiqui.

- **Nombre d'itérations**

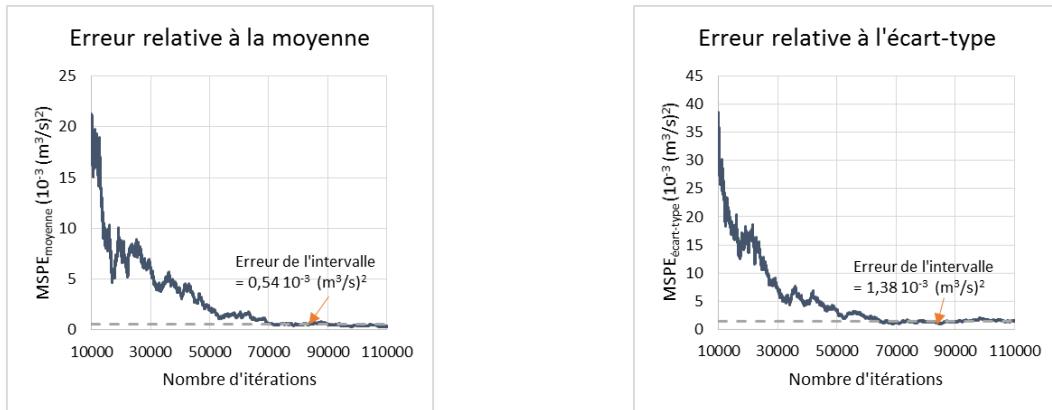
Le nombre d'itérations choisi est de 1 *million*. Les figures 6.37.a à 39.b présentent la variation des erreurs de prédiction $MSPE_{med}$ et $MSPE_{STDEV}$ obtenue à partir des données ajustées pour les trois intervalles les plus probables.



Figures 6.37.a et 37.b Erreurs de prédiction du barrage Clair estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]20-25] min ayant une fréquence de 7,59 %



Figures 6.38.a et 38.b Erreurs de prédiction du barrage Clair estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]25-30] min ayant une fréquence de 8,09 %



Figures 6.39.a et 39.b Erreurs de prédiction du barrage Clair estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]30-35] min ayant une fréquence de 8,02 %

6.2.3 Variables aléatoires générées

Les paramètres géométriques et temporels de la brèche sont générés de manières individuelles à partir de 1 million de tirages aléatoires. Leurs caractéristiques statiques sont les mêmes que celle obtenue pour la digue Ouiqui (voir l'annexe E).

Dans le cas du barrage Clair, le débit de brèche générée varie entre $1,2$ et $133\ m^3/s$ avec une moyenne de $23,5\ m^3/s$ et un écart-type de $15\ m^3/s$. La figure 6.40 présente la distribution du débit de brèche obtenue à partir des données ajustées.

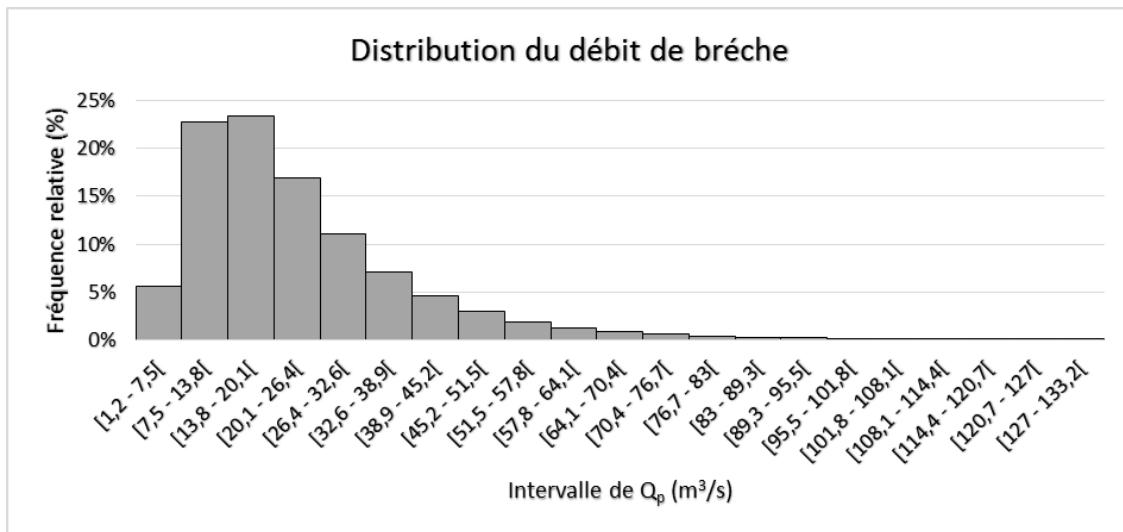


Figure 6.40 Distribution du débit de brèche du barrage Clair

La distribution du débit de brèche suit une loi lognormale. L'intervalle le plus probable est $[13,8 - 20]\ m^3/s$ avec une fréquence de 23,4 %. Or, la valeur du débit de brèche évalué par la méthode normée est de $29,4\ m^3/s$. Elle se trouve ainsi dans l'intervalle $[26,4 - 32,6]\ m^3/s$. avec une fréquence d'environ 11 %. La chance que le débit excède cette catégorie avoisine les 20 %.

Par ailleurs, la probabilité que le débit de brèche soit égal à la valeur de la norme est de 1,8 %, tandis que la probabilité de dépassement est évaluée à 25,2 %.

6.2.4 Intervalles de probabilité générée

La répartition des hydrogrammes par intervalles de probabilité du barrage Clair ressemble à celle de la digue Ouiqui. Par contre, les valeurs du débit sont plus faibles. Or, le débit de brèche estimé par la méthode normée demeure plus conservateur que ceux approximés par Monte-Carlo. En effet,

le plus grand débit généré par intervalle de probabilité est de $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Il compte un écart de 14 % par rapport à celui de la norme. La figure 6.41 présente les hydrogrammes de rupture générés par les deux méthodes.

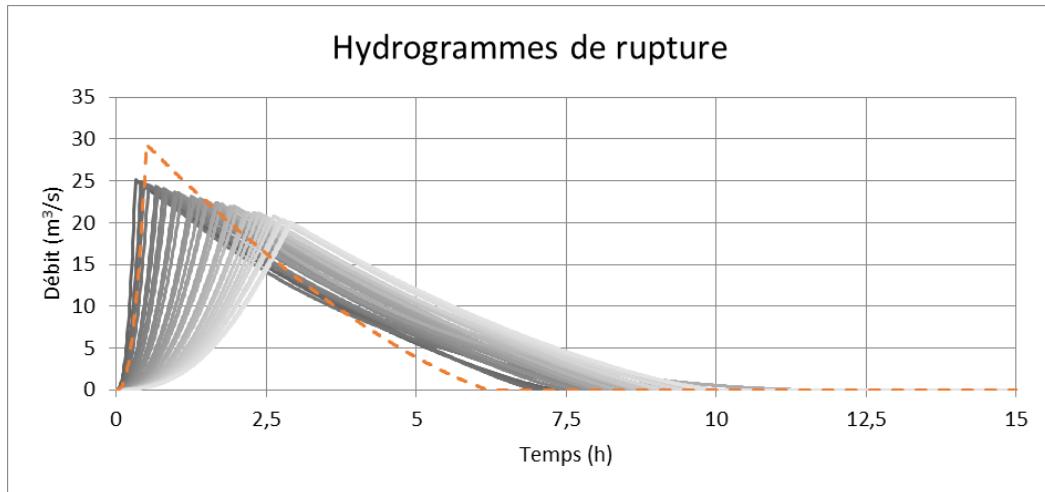
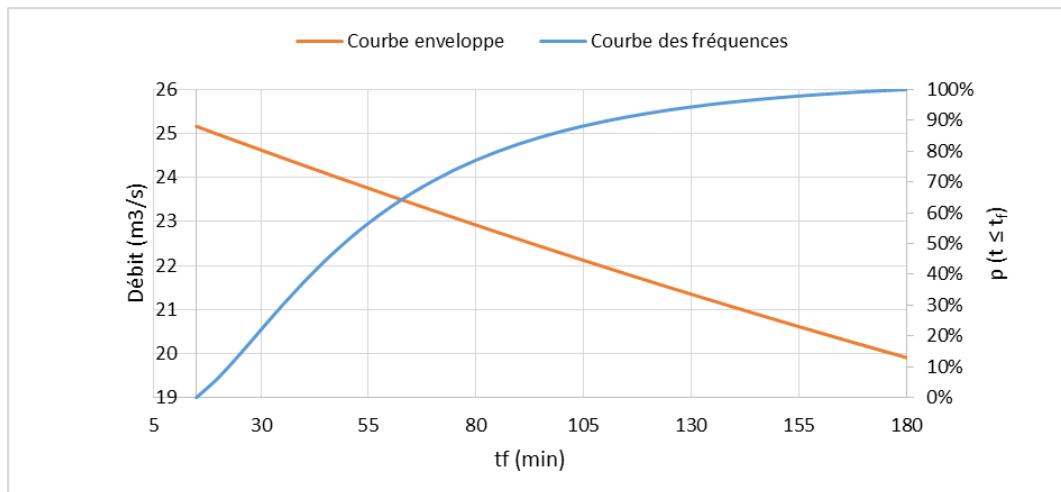


Figure 6.41 Hydrogrammes de rupture du barrage Clair générés par intervalle de probabilité (courbes en gris) et hydrogramme estimée par la méthode normée (courbe orange)

Les hydrogrammes de rupture générés par intervalles de probabilité semblent être en décalage régulier par rapport au temps. Ainsi, la courbe d'enveloppe des hydrogrammes de rupture a été approximée par une fonction polynomiale de degré 2. La figure 6.42 permet d'associer les débits de brèche aux temps de formation et aux probabilités cumulées.



6.2.5 Hydrogrammes de rupture et incertitudes

Comme pour la digue Ouiqui, seuls les trois intervalles les plus probables seront analysés pour le barrage Clair. Le tableau 6.7 présente leurs principales caractéristiques.

Tableau 6.7 Caractéristiques des trois intervalles les plus probables du barrage Clair générés pour un risque de 5 %

Intervalle de t_f (min)	Fréquence	Débit de brèche (m^3/s)	Marge d'erreur (m^3/s)
] 20, 25]	7,59 %	24,9	0,056
] 25, 30]	8,09 %	24,7	0,059
] 30, 35]	8,02 %	24,6	0,023

Par ailleurs, le tableau 6.8 présente les marges d'erreur de débit de brèche obtenues pour différentes valeurs de risque.

Tableau 6.8 Incertitudes du débit de brèche en m^3/s du barrage Clair

Niveau de risque $(1-\alpha)^3$	0,1 %	1 %	5 %	10 %
	Intervalles de t_f (min)]]]
] 20, 25]	0,20	0,16	0,12	0,10
] 25, 30]	0,19	0,15	0,11	0,10
] 30, 35]	0,23	0,15	0,11	0,09

³ La notion du risque est associée à l'intervalle de confiance du débit de brèche. Pour l'intervalle $]**20, 25]** min, le risque que la vraie valeur du débit se trouve à l'extérieur de l'intervalle $]**24,9 - 0,12 - 24,9 + 0,12]** m^3/s est de 5 %$$

Les trois intervalles ont pratiquement les mêmes valeurs d'incertitudes. Leurs grandeurs sont très faibles par rapport à celle du débit de brèche. En effet, l'écart entre la moyenne des simulations et les bornes de l'intervalle est d'environ 1 %. Ainsi, l'influence du risque est négligeable sur les hydrogrammes de rupture générés.

Les figures ci-dessous présentent les hydrogrammes de rupture générée pour les trois intervalles les plus probables et celui estimé par la méthode normée.

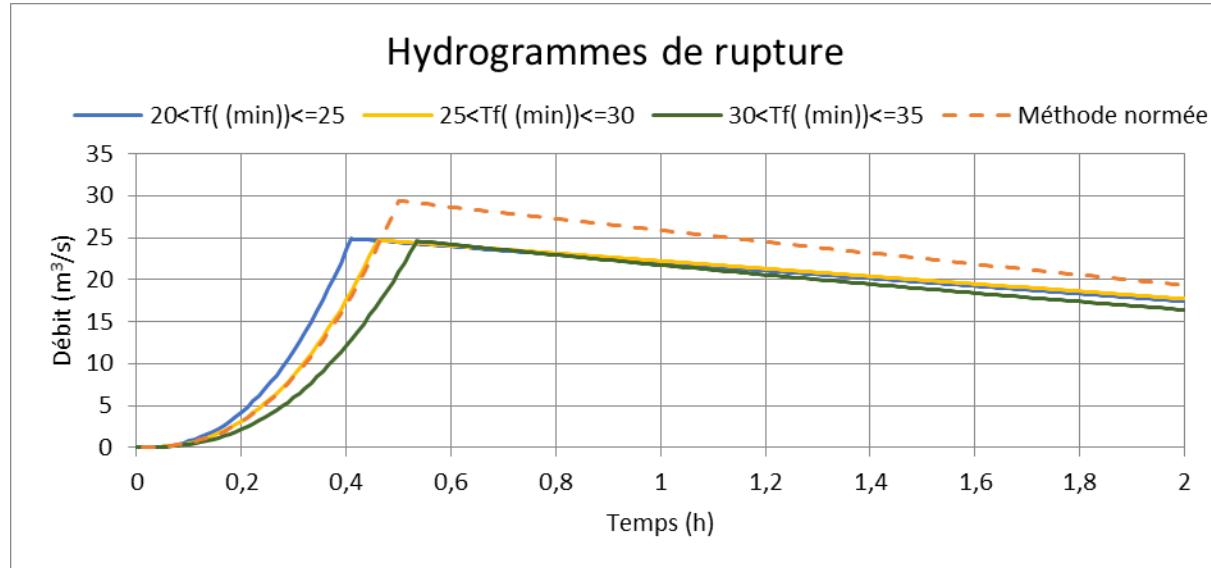


Figure 6.43 Hydrogrammes de ruptures du barrage Clair générés pour les trois intervalles les plus probables

6.3 Barrage Caribou

Le barrage Caribou est situé dans la région Bas-Saint-Laurent. Il est construit à l'ouest du lac Caribou, à environ 12 km de la ville Dégelis (voir figure 6.44). Le réservoir Caribou a une superficie de 3,5 ha.

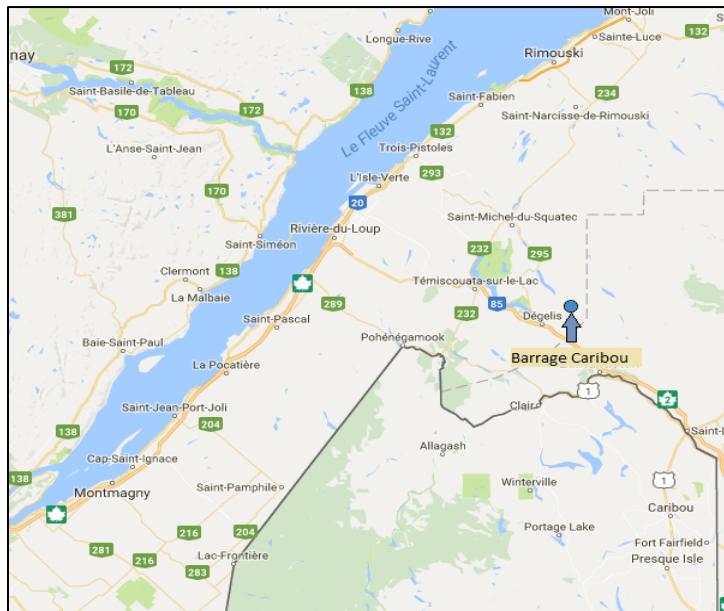


Figure 6.44 Localisation du barrage Caribou (obtenu à partir du répertoire du (CEHQ))

6.3.1 Caractéristiques de l’ouvrage

Le barrage Caribou est un petit barrage en terre utilisé pour des activités récréatives et de villégiature. Il a une hauteur de 1 m et une capacité de retenue de 35 200 m³. La fiche technique du barrage est présentée dans l'annexe D.3.

L'équation de la courbe d'emmagasinement est approximée à partir de la hauteur et de la capacité de retenue. Cette relation est présentée par l'équation 6.3.

$$H_w = 3,63 V^{0,3618} \quad \text{Équation 6.3}$$

Où H_w , est la hauteur de l'eau dans le réservoir (m)

V , est le volume de l'eau dans le réservoir (hm^3)

6.3.2 Paramétrage de la simulation

• Variables aléatoires

Les variables aléatoires utilisées dans la simulation de la rupture du barrage Caribou ont les mêmes caractéristiques statistiques que celles de la digue Ouiqui (voir tableau 6.1). Dans ce cas, seul le scénario avec les données ajustées est utilisé.

- **Caractéristiques du barrage et de la retenue**

Les caractéristiques du barrage qui influence la simulation de Monte-Carlo sont : la hauteur de l'ouvrage de 1 m, la capacité de retenue de 35 200 m³ et l'équation 6.3.

- **Pas de temps de calcul et durée de la simulation**

Le pas de temps choisi est le même que celui de la digue Ouiqui ; soit de $\Delta t = 40$ s. Par ailleurs, la simulation de Monte-Carlo est effectuée pour une durée 24 h. La vidange totale du réservoir est atteinte à 3 h 9 min

- **Niveau de confiance**

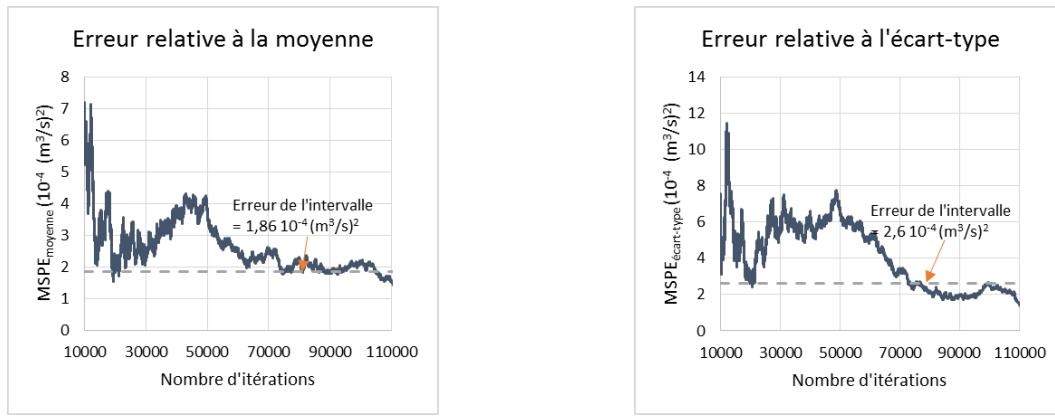
Sauf indication contraire, les calculs sont effectués en admettant un risque de 5 %.

- **Nombre d'intervalles**

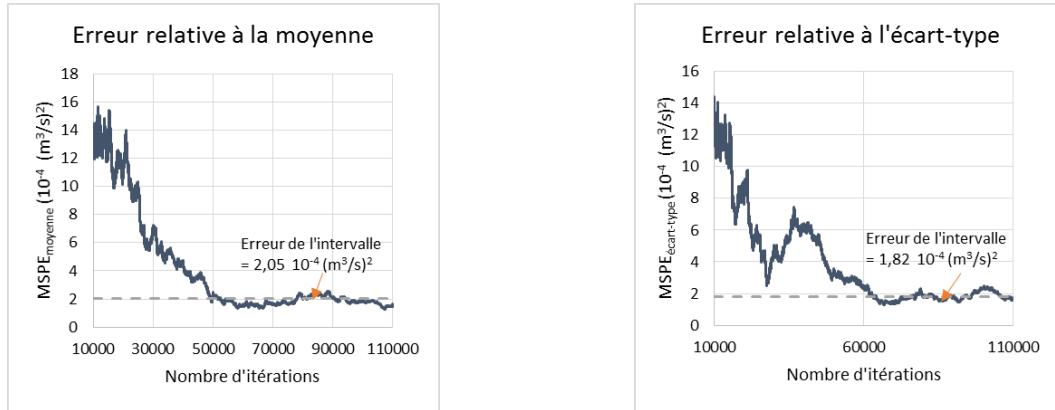
Le type et le nombre d'intervalles de probabilité utilisés pour le barrage Caribou sont les mêmes que ceux présentés pour la digue Ouiqui.

- **Nombre d'itération**

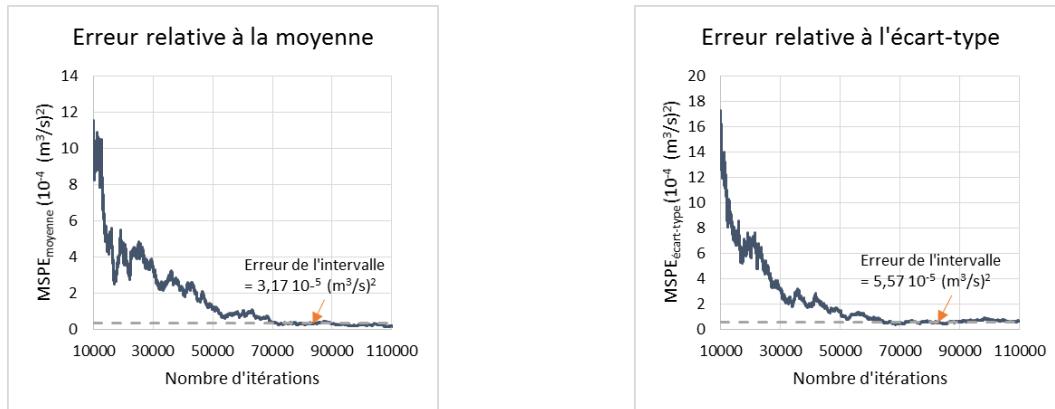
Le nombre d'itérations choisi est de 1 million. Les figures 6.45.a à 47.b présentent la variation des erreurs de prédictions $MSPE_{med}$ et $MSPE_{STDEV}$ des trois intervalles les plus probables.



Figures 6.45.a et 45.b Erreurs de prédition du barrage Caribou estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]20-25] min ayant une fréquence de 7,59 %



Figures 6.46.a et 6.46.b Erreurs de prédiction du barrage Caribou estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]25-30] min ayant une fréquence de 8,09 %



Figures 6.47.a et 6.47.b Erreurs de prédiction du barrage Caribou estimées respectivement à partir de la moyenne et de l'écart-type pour l'intervalle]30-35] min ayant une fréquence de 8,02 %

6.3.3 Variables aléatoires générées

Les paramètres géométriques et temporels de la brèche sont générés de manières individuelles à partir de 1 *million* de tirages aléatoires. Leurs caractéristiques statiques sont les mêmes que celles obtenues pour la digue Ouiqui (voir l'annexe E).

Dans le cas du barrage Caribou, le débit de brèche générée à une moyenne de 5,7 m^3/s et un écart-type de 3,4 m^3/s . La figure 6.48 présente la distribution du débit de brèche obtenue à partir des données ajustées.

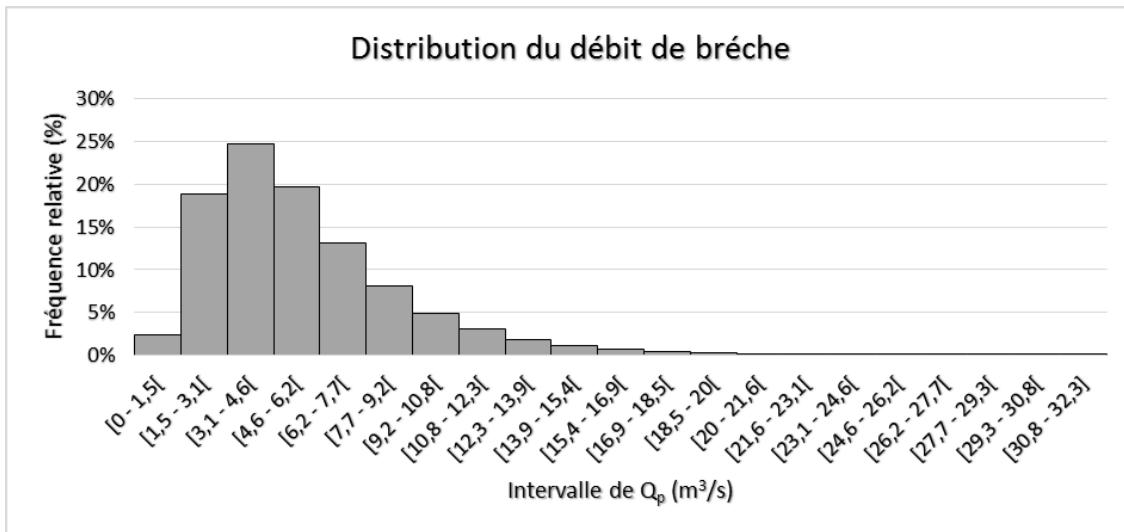


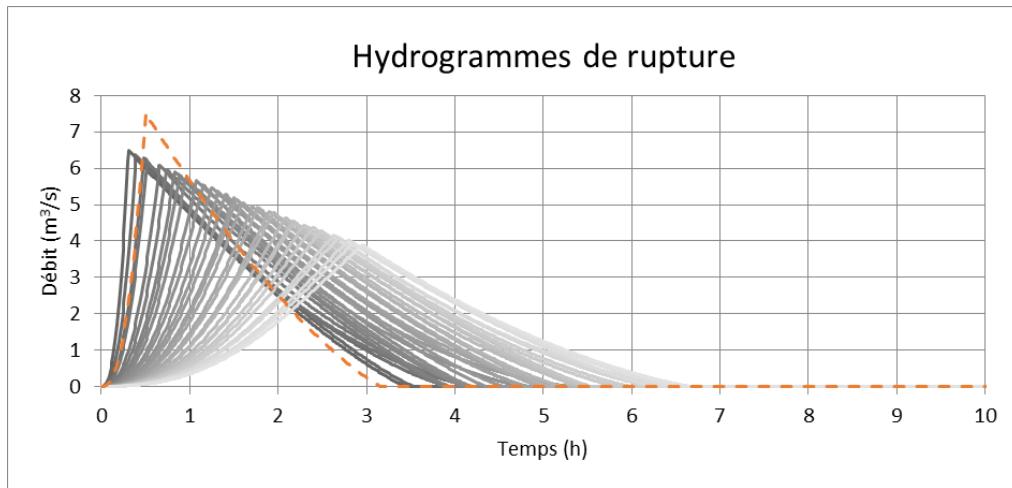
Figure 6.48 Distribution du débit de brèche du barrage Caribou

La distribution du débit de brèche suit une loi lognormale. L'intervalle le plus probable est $[3 - 4,6] [m^3/s]$ avec une fréquence de 24,8 %. Or, la valeur du débit de brèche évalué par la méthode normée est de $7,5 m^3/s$. Elle se trouve ainsi dans l'intervalle $[6,2 - 7,7] [m^3/s]$ avec une fréquence d'environ 13 %. La chance que le débit excède cette catégorie avoisine les 21 %.

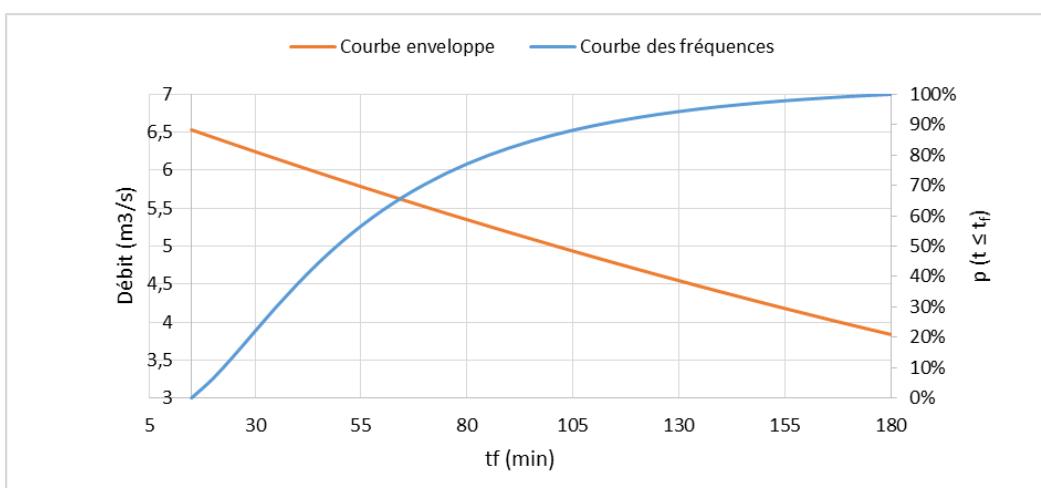
Par ailleurs, la probabilité que le débit de brèche soit égal à la valeur de la norme est de 7 %, tandis que la probabilité de dépassement est évaluée à 22,3 %.

6.3.4 Intervalles de probabilité générée

La répartition des hydrogrammes par intervalles de probabilité du barrage Caribou ressemble à celle de la digue Ouiqui. Par contre, les valeurs du débit sont plus faibles. Or, le débit de brèche estimé par la méthode normée demeure plus conservateur que ceux approximés par Monte-Carlo. En effet, le plus grand débit généré par intervalle de probabilité est de $6,5 m^3/s$. Il compte un écart de 14 % par rapport à celui de la norme. La figure 6.49 présente les hydrogrammes de rupture générés par les deux méthodes.



Les hydrogrammes de rupture générés par intervalles de probabilité semblent être en décalage régulier par rapport au temps. Ainsi, la courbe d'enveloppe des hydrogrammes de rupture a été approximée par une fonction polynomiale de degré 2. La figure 6.50 permet d'associer les débits de brèche aux temps de formation et aux probabilités cumulées.



6.3.5 Hydrogrammes de rupture et incertitudes

Comme pour la digue Ouiqui, seuls les trois intervalles les plus probables seront analysés pour le barrage Caribou. Le tableau 6.9 présente leurs principales caractéristiques.

Tableau 6.9 Caractéristiques des trois intervalles les plus probables du barrage Caribou générés pour un risque de 5 %

Intervalle de t_f (min)	Fréquence	Débit de brèche (m^3/s)	Marge d'erreur (m^3/s)
] 20, 25]	7,59 %	6,37	0,014
] 25, 30]	8,09 %	6,27	0,014
] 30, 35]	8,02 %	6,19	0,006

Par ailleurs, le tableau 6.10 présente les marges d'erreur de débit de brèche obtenues pour différentes valeurs de risque.

Tableau 6.10 Incertitudes du débit de brèche en m^3/s du barrage Caribou

Niveau de risque ($1-\alpha$) ⁴	0.1 %	1 %	5 %	10 %
	Intervalles de t_f (min)]]]
] 20, 25]	0,049	0,038	0,029	0,024
] 25, 30]	0,046	0,036	0,027	0,023
] 30, 35]	0,045	0,035	0,027	0,022

Les trois intervalles ont pratiquement les mêmes valeurs d'incertitudes. Leurs grandeurs sont très faibles par rapport à celle du débit de brèche. En effet, l'écart entre la moyenne des simulations et les bornes de l'intervalle est d'environ 1 %. Ainsi, l'influence du risque est négligeable sur les hydrogrammes de rupture générés.

⁴ La notion du risque est associée à l'intervalle de confiance du débit de brèche. Pour l'intervalle $]**20, 25]** min, le risque que la vraie valeur du débit se trouve à l'extérieur de l'intervalle $6,37 - 0,029, 6,37 + 0,029] m^3/s$ est de 5 %$

Les figures ci-dessous présentent les hydrogrammes de rupture générée pour les trois intervalles les plus probables et celui estimé par la méthode normée.

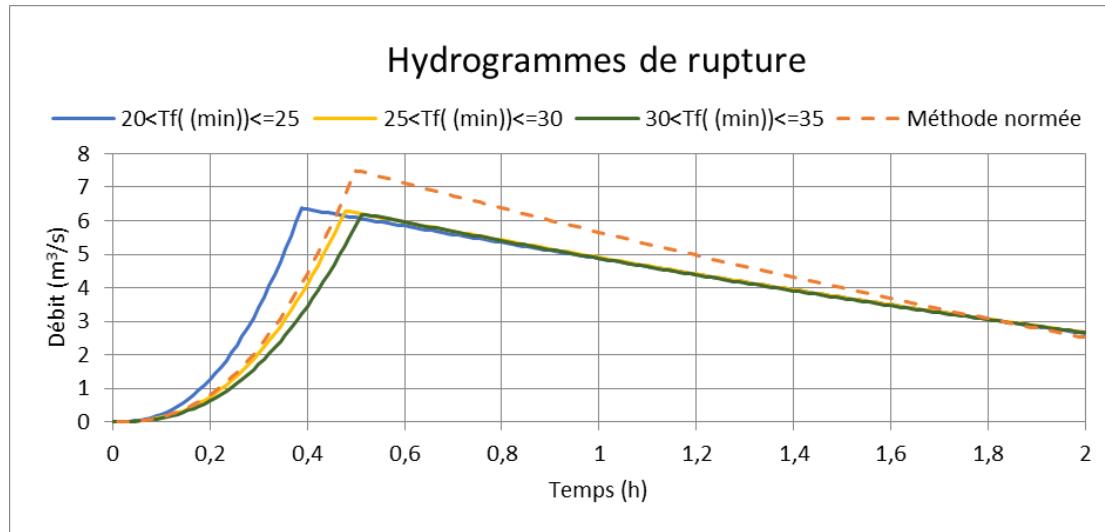


Figure 6.51 Hydrogrammes de ruptures du barrage Caribou générés pour les trois intervalles les plus probables

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La rupture des barrages est souvent accompagnée par des effets néfastes, voire catastrophiques, sur les personnes, la faune, la flore et les biens. Ainsi, plusieurs études s'intéressent à évaluer l'onde de submersion générée et les risques qu'ils lui soient associés. Or, la prévention des risques passe tout d'abord par une bonne estimation des débits sortants de la brèche. Dans le cas des barrages en remblai, la brèche se forme souvent par érosion progressive. Cette érosion est régie par plusieurs phénomènes physiques liés à la composition de l'ouvrage et aux caractéristiques de l'écoulement. La complexité de ces phénomènes rend l'estimation difficile et entacher d'incertitudes.

L'objectif de ce travail de maîtrise est de construire un programme informatique qui offre à l'ingénieur plusieurs scénarios de rupture. Chaque scénario est caractérisé par son hydrogramme de rupture et sa probabilité de récurrence. Ils sont déterminés par l'approximation de Monte-Carlo tout en considérant un certain niveau de risque. Les variables aléatoires utilisées sont liées directement aux paramètres géométriques et temporels de la brèche. Les phénomènes physiques qui interviennent dans le processus d'érosion sont alors considérés de manière implicite. Le choix des tirages aléatoires se retrouve ainsi simplifié. De plus, les paramètres retenus dans le tirage correspondent à ceux utilisés par la norme HQ 60-00-00. Cette dernière est employée au Québec dans toutes les études de sécurité hydraulique des barrages. Dans le cas des barrages en remblai, les paramètres définis par la norme sont la pente ultime des berges de la brèche z , le rapport final de la base de la brèche sur sa hauteur B/H et le temps de formation t_f . Cet outil permet alors de comparer les hydrogrammes générés par la méthode probabiliste avec celui de la norme. Il est ainsi possible d'évaluer la fiabilité du scénario utilisé dans la pratique en vigueur.

Dans ce travail, la norme surestime les débits de brèches pour les trois barrages choisis. Il serait intéressant de simuler la propagation de l'onde de rupture pour les hydrogrammes générés par les méthodes probabiliste et normée. Ainsi, il sera possible de juger de l'impact de la surestimation du débit standardisé sur les zones à risque.

Le programme de simulation vient ainsi élargir le champ d'incertitudes pris en compte lors de l'étude des ruptures de barrages. En effet, la méthode de Monte-Carlo est souvent utilisée lors de l'évaluation de la propagation de l'onde de submersion. Par contre, elle est rarement employée pour l'approximation des hydrogrammes à la sortie de la brèche. Pour une simulation plus

complète, cet outil pourra alors être jumelé aux programmes qui permettent de faire un calcul de laminage de crue et aux logiciels qui simulent la propagation de l'onde de rupture.

Or, il faut se rappeler que le programme développé utilise un modèle de brèche standardisé. Ce modèle considère la brèche comme un seuil trapézoïdal qui s'élargit de manière linéaire. Ainsi, l'érosion évolue à travers le remblai de manière uniforme. Il est vrai que l'application des incertitudes directement sur les paramètres de brèches inclut implicitement les facteurs liés à l'hydraulique, au transport solide et à la mécanique des sols. Par contre, le processus de développement se base sur plusieurs hypothèses physiques et mathématiques. Paradoxalement, ces hypothèses sont elles-mêmes la source de plusieurs incertitudes. De plus, la hauteur initiale de l'eau dans le réservoir est susceptible de comporter plusieurs incertitudes, tandis que le modèle propose une valeur de départ fixe pour cette variable.

Par ailleurs, il faut accorder une attention particulière au cas d'étude choisi lors de l'application du programme. En effet, la base de données est limitée par le nombre d'ouvrages recensés. L'analyse de ce recensement montre que les données comportent plusieurs disparités. Par exemple, les données de Wahl (2014) ne sont pas recommandées pour des ouvrages ayant une faible érodabilité.

Il est à noter aussi que la simulation de Monte-Carlo ne permet pas de connaître le paramètre le plus influençant dans l'analyse des incertitudes. De plus, l'application de cette méthode donne des intervalles de confiance très restreints. Ainsi, le niveau de risque choisit pour les débits de brèche à une incidence négligeable sur les hydrogrammes de rupture générés. Or, l'influence de ce risque sur les résultats est étroitement liée à la variance des débits de brèche. Il existe principalement trois causes qui peuvent être à l'origine des faibles variances. La première est le générateur aléatoire qui donne des résultats très rapprochés. Le deuxième est dû aux choix des variables aléatoires. En effet, plusieurs scientifiques ont démontré que les incertitudes peuvent varier selon les paramètres choisis. Enfin, la troisième est liée à l'équation utilisée pour la prédiction du débit de brèche.

À partir de cette réflexion, il est possible de conclure que le programme de simulation possède quelques limitations malgré sa contribution dans la simulation stochastique des ruptures de barrage. Ces limites peuvent être franchies de plusieurs façons. Par exemple, il serait envisageable d'inclure la hauteur d'eau du réservoir dans l'analyse des incertitudes. En effet, de nombreuses études ont démontré l'importance de ce paramètre dans l'estimation du débit de brèche. Ainsi, l'incidence du risque pourra être plus significative.

BIBLIOGRAPHIE

- Ayyub, B. M., & McCuen, R. H. (2011). *Probability, statistics, and reliability for engineers and scientists*: CRC press.
- Besnard, D. (2002). La simulation comme méthodologie de R&D. *Clefs CEA*(47), 9-14.
- Bonelli, S. (2001). Ouvrages hydrauliques en remblai: un regard transversal sur l'action de l'eau. *Ingénieries-EAT*(26), p. 49-p. 58.
- Brown, R. J., & Rogers, D. C. (1977). *A simulation of the hydraulic events during and following the Teton Dam failure*. Communication présentée à Proceedings of Dam-Break Flood Routing Model Workshop (p. 131-163).
- Cassettari, L., Mosca, R., & Revetria, R. (2012). Monte Carlo simulation models evolving in replicated runs: A methodology to choose the optimal experimental sample size. *Mathematical Problems in Engineering*, 2012. doi: 10.1155/2012/463873
- Centre d'expertise hydrique du Québec (CEHQ). (2016a). Loi sur la sécurité des barrages. Tiré de <http://www.cehq.gouv.qc.ca/loisreglements/barrages/>
- Centre d'expertise hydrique du Québec (CEHQ). (2016b). Répertoire des barrages. Tiré de <http://www.cehq.gouv.qc.ca/barrages/>
- Chiganne, F., Marche, C., & Mahdi, T.-F. (2014). Modelisation probabiliste du debit de rupture par submersion d'un barrage en remblai. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 41(8), 677. doi: 10.1139/cjce-2011-0570
- Commission Internationale des Grands Barrages. (1998). *Étude d'onde de rupture de barrage : synthèse et recommandations, Bulletin 111*.
- Costa, J. E. (1985). *Floods from dam failures* (Rapport n° 85-560). Denver, Colorado: US Geological Survey. Tiré de <http://pubs.usgs.gov/of/1985/0560/report.pdf>
- Cristofano, E. A. (1965). *Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams*. Denver, Colorado: U.S. Bureau of Reclamation.
- Danka, J., & Zhang, L. M. (2015). Dike Failure Mechanisms and Breaching Parameters. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(9), 11. doi: Artn 04015039 10.1061/(Asce)Gt.1943-5606.0001335
- De Lorenzo, G., & Macchione, F. (2014). Formulas for the Peak Discharge from Breached Earthfill Dams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(1), 56-67. doi: 10.1061/(Asce)Hy.1943-7900.0000796
- Degoutte, G. (2012). Zones protégés et zones d'expansion des crues. Dans *Les déversoirs sur les digues fluviales* (p. 19-21). Paris, France: Quae.
- Fread, D. L. (1971). *Transient hydraulic simulation: Breached earth dams*. (UNIVERSITY OF MISSOURI-ROLLA, Rolla, Missouri).
- Fread, D. L. (1977). *The development and testing of a dam-break flood forecasting model*. Communication présentée à Proc. of Dam-Break Flood Modeling Workshop, US Water Resources Council, Washington, DC (p. 164-197).

- Fread, D. L. (1984). *DAMBRK: The NWS dam-break flood forecasting model* (vol. 4). Silver Springs, Maryland: Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA.
- Fread, D. L. (1988). *BREACH, an erosion model for earthen dam failures*. Silver Spring, Maryland Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA.
- Fread, D. L. (1993). NWS FLDWAV model: The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. *Dam Safety '93* 26-29. Tiré de http://www.nws.noaa.gov/ohd/hrl/hsmb/docs/hydraulics/papers_before_2009/hl_326.pdf
- Froehlich, D. C. (1995). Peak outflow from breached embankment dam. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 121(1), 90-97.
- Froehlich, D. C. (2008). Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*.
- Froehlich, D. C., & Goodell, C. R. (2012, May 20, 2012 - May 24, 2012). *Breach of duty (not): Evaluating the uncertainty of dam-breach flood predictions*. Communication présentée à World Environmental and Water Resources Congress 2012: Crossing Boundaries, Albuquerque, NM, United states (p. 1203-1212). doi: 10.1061/9780784412312.122
- Hahn, W., Hanson, G. J., & Cook, K. R. (2004). *Breach morphology observations of embankment overtopping tests*. Communication présentée à Joint Conference on Water Resource Engineering and Water Resources Planning and Management 2000, July 30, 2000 - August 2, 2000, Minneapolis, MN, United states (vol. 104). doi: 10.1061/40517(2000)411
- Hanson, G. J., & Simon, A. (2001). Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the midwestern USA. *Hydrological Processes*, 15(1), 23-38. doi: 10.1002/hyp.149
- Harris, G. W., & Wagner, D. A. (1967). *Outflow from Breached Earth Dams*. Salt Lake City, Utah: University of Utah.
- Hodak, J., & Jandora, J. (2004). Statistical approach for modeling of dam breach due to overtopping (vol. 27, p. 135-144). Dresden, Germany: Institut fur Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden
- Hooshyaripor, F., Tahershamsi, A., & Behzadian, K. (2015). Estimation of peak outflow in dam failure using neural network approach under uncertainty analysis. *Water Resources*, 42(5), 721-734. doi: 10.1134/S0097807815050085
- Houston, M. (1985). Discussion of “Breaching Characteristics of Dam Failures” by Thomas C. MacDonald and Jennifer Langridge-Monopolis (May, 1984). *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(7), 1125-1129
- Hydro-Québec. (2002). *Régularisation des crues du bassin versant du lac Kénogami. Étude de rupture des digues et des barrages du réservoir Pikauba et du lac Kénogami, mars 2002, 41 pages, cartes et figures*
- IMPACT. (2004). *Risk and Uncertainty (WP5)-Technical Report, Investigation of Extreme Flood Processes & Uncertainty (IMPACT)*. Tiré de http://www.impact-project.net/AnnexII_DetailedTechnicalReports/AnnexII_PartD_WP5_WP5_technical_Report_V1_2.pdf
- International Commission On Large Dams. (1995). Dam failures: a statistical analysis. Bulletin 99: International Commission on Large Dams (ICOLD) Paris.

- International Commission On Large Dams. (2015a). Dictionary. Tiré de <http://www.icold-cigb.org/GB/Dictionary/dictionary.asp>
- International Commission On Large Dams. (2015b). Technologie des barrages. Tiré de http://www.icold-cigb.org/FR/Barrages/technologies_barrages.asp
- Kirkpatrick, G. W. (1977). *Evaluation Guidelines for Spillway Adequacy*. Communication présentée à The evaluation of dam safety : Engineering Foundation Conference proceedings, Pacific Grove, California (p. 395-414).
- Kroese, D. P., Taimre, T., & Botev, Z. I. (2011). *Handbook of Monte Carlo Methods* (vol. 706): John Wiley & Sons.
- Lejeune, M. (2010). Test d'ajustement à un modèle de loi. Dans *Statistique: La théorie et ses applications*. (2^e éd.). Paris ;New York: Springer Science & Business Media.
- Macchione, F. (2008). Model for predicting floods due to earthen dam breaching. I: Formulation and evaluation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(12), 1688-1696. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1688)
- Macchione, F., & Lou, W. C. (1981). *MATHEMATICAL MODELING OF EARTH DAM BREACHES*. (Ph.D., Colorado State University, Ann Arbor). Accessible par ProQuest Dissertations & Theses A&I; ProQuest Dissertations & Theses Global.
- Macchione, F., & Sirangelo, B. (1988). *Study of Earth Dam Erosion due to Overtopping*. Communication présentée à Proceeding of the Technical Confecrence on Hydrology Disasters, Genève. Tiré de <http://eird.org/deslizamientos/pdf/eng/doc3901/doc3901-contenido.pdf>
- Macchione, F., & Sirangelo, B. (1990, 1990). *Numerical Simulation of Earthfill Dam Breach Outflow Hydrograph*. Communication présentée à Hydraulic Engineering Software Applications : Proceedings of the Third International Conference Massachusetts, USA (p. 191-204).
- MacDonald, T. C., & Langridge-Monopolis, J. (1984). Breaching charateristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(5), 567-586.
- Maknoon, M., & Mahdi, T. (2010). Experimental investigation into embankment external suffusion. *Natural hazards*, 54(3), 749-763.
- Marche, C. (2008). *Barrages: crues de rupture et protection civile* (2e édition^e éd.). Montréal: Presses internationales Polytechnique.
- Mohamed, M., Samuels, P. G., & Morris, M. W. (2001). *Uncertainties in dam failure modelling with the US NWS BREACH model*. Communication présentée à First International Conference on River Basin Management, September 11, 2001 - September 13, 2001, Cardiff, United kingdom (p. 129-138).
- Mohamed, M. A. A. (2002). *Embankment breach formation and modelling methods*. (PhD. Thesis, The Open University, United Kingdom).
- Morris, M., Hassan, M., Samuels, P., & Ghataora, G. (2008). *Development of the HR BREACH model for predicting breach growth through flood embankments and embankment dams*. Communication présentée à Proc. International Conference River Flow, Cesme, Turkey (p. 679-687).

- Muthén, L. K., & Muthén, B. O. (2002). How to use a Monte Carlo study to decide on sample size and determine power. *Structural Equation Modeling*, 9(4), 599-620.
- Nourani, V., Hakimzadeh, H., & Amini, A. B. (2012). Implementation of artificial neural network technique in the simulation of dam breach hydrograph. *Journal of Hydroinformatics*, 14(2), 478-496. Tiré de <http://jh.iwaponline.com/content/ppiwajhydro/14/2/478.full.pdf>
- Pierce, M. W. (2008). *Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams*. (M.S Thesis, Colorado State University, Fort Collins, Colorado).
- Pierce, M. W., Thornton, C. I., & Abt, S. R. (2010). Predicting peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(5), 338-349. doi: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000197
- Ponce, V. M., & Tsivoglou, A. J. (1981). Modeling gradual dam breaches. *Journal of the Hydraulics Division, Proceeding of the ASCE*, 107(7), 829-838.
- Savy, N. (2006). Analyse de la corrélation. Dans *Probabilités et statistiques pour modéliser et décider: tests, validation, régression, plans d'expérience*. Paris: Ellipses.
- Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2011). *Les barrages: du projet à la mise en service* (vol. 17): PPUR Presses polytechniques.
- Singh, K. P., & Scarlatos, P. (1985). *Breach Erosion of Earthfill Dams and Flood Routing (BEED) Model, Report 14*. Vicksburg, Mississippi: US Army Engineer Waterways Experiment Station, Environmental Laboratory.
- Singh, K. P., & Snorrason, A. (1984). Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. *Journal of hydrology*, 68(1), 295-310. Tiré de <http://www.mde.state.md.us/assets/document/damsafety/NRCS/Earth%20Dams%20and%20Reservoirs.pdf>
- Singh, V. (1996). *Dam breach modeling technology* (vol. 17): Springer Science & Business Media.
- Singh, V. P., Jain, S. K., & Tyagi, A. (2007). *Risk and reliability analysis: a handbook for civil and environmental engineers*.
- Singh, V. P., & Scarlatos, P. D. (1988). Analysis of gradual earth-dam failure. *Journal of hydraulic engineering*, 114(1), 21-42.
- Soil Conservation Service. (1981). *Simplified Dam-Breach Routing Procedure, Technical release No.66 (Rev.1)*. Washington, D.C.: United States Departement of Agriculture. Tiré de <ftp://ftp.wcc.nrcs.usda.gov/wntsc/H&H/other/TR66documentation.pdf>
- Soil Conservation Service. (1985). *Earth dams and reservoirs, Technical release No.60*. Washington, D.C.: United States Departement of Agriculture
- Statistique Canada. (2013). Échantillonnage probabiliste. Tiré de <http://www.statcan.gc.ca/edu/power-pouvoir/ch13/prob/5214899-fra.htm#a1>
- Temple, D., Hanson, G., & Neilsen, M. (2006). *WinDAM--Analysis of overtopped earth embankment dams*. Communication présentée à Proc. of the ASABE Annual International Meeting, Portland, Oregon.

- Temple, D. M., & Hanson, G. J. (2005). *Earth dam overtopping and breach outflow*. Communication présentée à 2005 World Water and Environmental Resources Congress, May 15, 2005 - May 19, 2005, Anchorage, AK, United states (p. 407). doi: 10.1061/40792(173)407
- Tuffin, B. (2010). *La simulation de Monte Carlo*. Paris: Hermès Science : Lavoisier.
- U.S. Bureau of Reclamation. (1982). *Guidelines for Defining Inundated Areas Downstream from Bureau of Reclamation Dams*. Denver, Colorado: Reclamation Planning Instruction Rep. No. 82-11, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Wahl, T. L. (1998). *Prediction of embankment dam breach parameters: a literature review and needs assessment (Dam Safety Research Report DSO-98-004)*. US Bureau of Reclamation.
- Wahl, T. L. (2004). Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters. *Journal of hydraulic engineering*, 130(5), 389-397.
- Wahl, T. L. (2014). *Evaluation of Erodibility-Based Embankment Dam Breach Equations (Hydraulic Laboratory Report HL-2014-02)*. Denver, Colorado: US Bureau of Reclamation.
- Wang, P., & Kahawita, R. (2002). *Modeling the Hydraulics and Erosion process in Breach Formation due to Overtopping*. Communication présentée à Sedimentation and Sediment Transport, Monte Verita, Switzerland
- Wu, W. M., Altinakar, M. S., Al-Riffai, M., Bergman, N., Bradford, S. F., Cao, Z. X., . . . Dam, A. E. T. C. (2011). Earthen Embankment Breaching. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 137(12), 1549-1564. doi: 10.1061/(Asce)Hy.1943-7900.0000498
- Xu, Y., & Zhang, L. M. (2009). Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(12), 1957-1970. doi: 10.1061/(Asce)Gt.1943-5606.0000162
- Zagonjolli, M. (2007). *Dam break modelling, risk assessment and uncertainty analysis for flood mitigation*. (UNESCO-IHE, Institute for Water Education, London, UK).
- Zerrouk, N. E. (2004). *Etude hydraulique et geotechnique de la formation de breches dans un barrage en terre*. (Ph.D., Ecole Polytechnique de Montreal Montreal, Québec).
- Zio, E. (2013). Advanced Monte Carlo Simulation Techniques for System Failure Probability Estimation Dans *The Monte Carlo Simulation Method for System Reliability and Risk Analysis* (p. 121-124). London, [Angleterre]: Springer.

ANNEXES

ANNEXE A – BASE DE DONNÉES

Tableau A.1 Base de données de Wahl (2014)

No.	Dam name	Location	Year Built	Year Failed	Dam Type	Dam height H _d (m)	Reservoir capacity V _d (x 10 ⁶ m ³)	Erodibility	Failure mode	Volume of water above breach invert V _w (x 10 ⁶ m ³)	Depth of water above breach invert H _w (m)	Observed breach geometry					Peak Outflow rate Q _p (m ³ /s)	Failure time T _f (h)	Basis for Erodibility classification
												Height H _b (m)	Top width B _t (m)	Bottom width B _b (m)	Average width B _{avg} (m)	Slide slope Z:1 (h:v)			
1	Apishapa	É.-U.	1920	1923	HD	34,1	22,5	HE	P	22,2	28	31,1	91,5	81,5	86,5	0,44	6850		VERIFIED
2	Banqiao	China	1956	1975	DC	24,5	492	HE	OT	607,5	31	29,5	372	210	291	0,3	78100		VERIFIED
3	Castlewood	É.-U.	1890	1933	DC	21,3	4,23	ME	OT	6,17	21,6	21,3	54,9	33,5	44,2	0,5	3570	0,5	VERIFIED
4	Coedty	U.K.	1924	1925	DC	11	0,31	HE	OT	0,311	>11	11	67	18,2	42,7	2,22		0,25	VERIFIED
5	Davis Reservoir	É.-U.	1914	1914	FD	11,9	58	HE	P	58	11,58	11,9	21,3	15,4	18,3	0,25	510		UNJUSTIFIED
6	Dells	É.-U.	1908	1911	DC	18,3	13	HE	OT	13	18,3	18,3	112,8				5440	0,67	UNKNOWN
7	Elk City	É.-U.	1925	1936	DC	9,1	0,74	ME	OT	1,18	9,44	9,14	45,5	27,7	36,6	1		0,83	VERIFIED
8	Frankfurt	Germany	1975	1977	HD	9,8	0,35	LE	P	0,352	8,23	9,75	9,2	4,6	6,9	0,4	79		UNKNOWN
9	French Landing	É.-U.	1924	1925	HD	12,2		ME	P	3,87	8,53	14,2	41	13,8	27,4	0,97	929		UNJUSTIFIED
10	Frias	Argentina	1939	1970	FD	15	0,25	ME	OT	0,25	15	15	62				400	0,25	VERIFIED
11	Hart	É.-U.	1920	1986	HD	10,8		HE	P	6,35	10,7	10,8	106,6	41,2	73,9	3,03			UNKNOWN
12	Hatfield	É.-U.	1908	1911	DC	6,8	12,3	HE	OT	12,3	6,8	6,8			91,5		3400		UNKNOWN
13	Hell Hole	É.-U.	1964	1964	HD	67,1	30,6	ME	P	30,6	35,1	56,4	175,1	66,9	121	0,96	7360	0,75	VERIFIED
14	Horse Creek	É.-U.	1911	1914	FD	12,2	21	HE	P	12,8	7,01	12,8	76,2	70	73,1	0,83	3890	3	UNJUSTIFIED
15	Johnstown	É.-U.	1853	1889	ZD	38,1	18,9	ME	OT	18,9	24,6	24,4	128	61	94,5	1,38	8500	0,75	VERIFIED
16	Kelly Barnes	É.-U.	1948	1977	HD	11,6	0,505	HE		0,777	11,3	12,8	35	18	27,3	0,85	680	0,5	UNKNOWN
17	Lake Francis	É.-U.	1899	1899	HD	15,2	0,865	HE	P	0,789	14	17,1	30	10,4	18,9	0,65			UNJUSTIFIED
18	Lake Latonka	É.-U.	1965	1966	HD	13	4,59	ME	P	4,09	6,25	8,69	49,5	28,9	39,2	1,18			VERIFIED
19	Little Deer Creek	É.-U.	1962	1963	HD	26,2	1,73	HE	P	1,36	22,9	27,1	49,9	9,3	29,6	0,75	1330	0,33	VERIFIED
20	Lower Otay	É.-U.	1901	1916	DC	41,2	49,3	ME	OT	49,3	>39,6	39,6	172	93,8	133	1		1	VERIFIED

Tableau A.1 Base de données de Wahl (2014) (suite)

No.	Dam name	Location	Year Built	Year Failed	Dam Type	Dam height H_d (m)	Reservoir capacity V_d ($\times 10^6$ m ³)	Erodibility	Failure mode	Volume of water above breach invert V_w ($\times 10^6$ m ³)	Depth of water above breach invert H_w (m)	Observed breach geometry					Peak Outflow rate Q_p (m ³ /s)	Failure time T_f (h)	Basis for Erodibility classification
												Height H_b (m)	Top width B_t (m)	Bottom width B_b (m)	Average width B_{avg} (m)	Slide slope Z:1 (h:v)			
21	Lower Two Medicine	É.-U.	1913	1964	HD	11,3	19,6	ME	P	25,8	11,3	11,3	84	50	67	1,5	1800		UNJUSTIFIED
22	Lyman	É.-U.	1913	1915	ZD	19,8	49,5	ME	P	35,8	16,2	19,8	107	87	97	1			UNJUSTIFIED
23	Lynde Brook	É.-U.	1871	1876	DC	12,5	2,52	ME	P	2,88	11,6	12,5	45,7	15,3	30,5	1,22			UNKNOWN
24	Mammoth	É.-U.	1916	1917	DC	21,3	13,6	ME	OT	13,6	21,3	21,3			9,2		2520	3	UNJUSTIFIED
25	Martin Cooling Pond Dike	É.-U.	1978	1979	FD	10,4	136	HE	P	136	8,53	12,8			186		3115		VERIFIED
26	Oros	Brazil	1960	1960	ZD	35,4	650	LE	OT	660	35,8	35,5	200	130	165	1		8,5	VERIFIED
27	Otter Lake	É.-U.		1978	HD	6,1	0,15	ME	P	0,109	5	6,1	17,1	1,5	9,3	1,28			UNKNOWN
28	Potato Hill Lake	USA	1947	1977	HD			ME	OT	0,105	> 7,77	7,77	26,2	6,8	16,5	1,25			UNKNOWN
29	Prospect	USA	1914	1980	HD			HE	P	3,54	1,68	4,42	91,4	85,4	88,4	0,69	116	2,5	UNKNOWN
30	Quail Creek	USA	1984	1988	HD	24	50	ME	P	30,8	16,7	21,3	72,1	67,9	70	0,1	3110	1	UNKNOWN
31	Rito Manzanares	É.-U.		1975	HD	7,3	0,0247	HE	P	0,0247	4,57	7,32	19	7,6	13,3	0,77	181		VERIFIED
32	Sheep Creek	USA	1969	1970	HD	17,1	1,43	ME	P	0,91	14,02	17,1	30,5	13,5	22	0,5			UNKNOWN
33	Shimantan	China		1975	HD	25	94,4	HE	OT	117	27,4	25,8	446	288	367	0,32	30000		VERIFIED
34	Spring Lake	É.-U.	1887	1889	HD	5,5	0,135	ME	P	0,136	5,49	5,49	20	9	14,5	1			UNJUSTIFIED
35	Statham Lake	É.-U.	1955	1994	HD	5,5		ME	OT	0,564	5,55	5,12	23,8	18,2	21	0,54			UNKNOWN
36	Swift	É.-U.	1914	1964	FD	57,6	37	ME	OT	37	47,85	57,6	225	225	225	0	24947	0,25	VERIFIED
37	Teton	USA	1976	1976	ZD	93	356	ME	P	310	77,4	86,9	237,9	64,1	151	1	65120		VERIFIED
38	Trial Lake	É.-U.		1986	HD			ME	P	1,48	5,18	5,18	25,2	16,8	21	0,82			UNKNOWN
39	Upper Pond	É.-U.		1984	HD	5,2	0,22	ME	OT	0,222	5,18	5,18	25,4	7,6	16,5	1,71			UNKNOWN
40	Wilkinson Lake	USA	1956	1994	DC	3,2		HE	P	0,533	3,57	3,72	35,5	22,5	29	1,74			UNKNOWN
41	Winston	USA	1904	1912	DC	7,3	0,664	ME	OT	0,662	6,4	6,1	21,3	18,3	19,8	0,2			UNJUSTIFIED
42	Big Bay Dam	USA	1992	2004	ZD	15,6	17,5	ME	P	17,5	13,5	13,56	96	70,1	83,2	0,95	4160	0,92	VERIFIED

Tableau A.1 Base de données de Wahl (2014) (suite)

No.	Dam name	Location	Year Built	Year Failed	Dam Type	Dam height H_d (m)	Reservoir capacity V_d ($\times 10^6$ m ³)	Erodibility	Failure mode	Volume of water above breach invert V_w ($\times 10^6$ m ³)	Depth of water above breach invert H_w (m)	Observed breach geometry					Peak Outflow rate Q_p (m ³ /s)	Failure time T_f (h)	Basis for Erodibility classification
												Height H_b (m)	Top width B_t (m)	Bottom width B_b (m)	Average width B_{avg} (m)	Slide slope Z:1 (h:v)			
43	Bullock Draw	USA	1971	1971	HD	5,8	1,13		P	0,74	3,05	5,79	13,6	11	12,5	0,21			NO BASIS
44	Butler	É.-U.		1982	HD				OT	2,38	7,16	7,16	68,6	56,4	62,5	0,85	810		NO BASIS
45	Clearwater Lake	USA	1965	1994	HD				OT	0,466	4,05	3,78	26,7	18,9	22,8	1,03			NO BASIS
46	East Fork Pond	USA	1978	1978	HD	13,4			P	1,87	9,8	11,4	22,2	12,2	17,2	0,44			NO BASIS
47	Emery	É.-U.	1850	1966	HD	16	0,5		P	0,425	6,55	8,23	13,7	7,9	10,8	0,35			NO BASIS
48	Euclides de Cunha	Brazil	1958	1977	HD	53	13,6		OT	13,6	58,2	53	131				1020		NO BASIS
49	Fred Burr	É.-U.	1947	1948	HD	16	0,63		P	0,75	10,2	10,4					654		NO BASIS
50	Goose Creek	É.-U.	1903	1916	HD	6,1	10,6	ME	OT	10,6	4,47	4,1	30,5	22,3	26,4	0,5	565	0,5	VERIFIED
51	Haas Pond	É.-U.		1984	HD	4			P	0,0234	2,99	4	12,2	9,1	10,7	0,38			NO BASIS
52	Hatchtown	É.-U.	1908	1914	ZD	18,9	15	HE	P	14,8	16,8	18,3	180	140	151	2,42	3080	1	VERIFIED
53	Hutchinson	USA	1960	1994	HD				OT	1,17	4,42	3,75	37,7	29,1	33,4	1,14			NO BASIS
54	Iowa Beef Processors	USA	1971	1993	HD	4,6	0,333			0,333	4,42	4,57	18,3	15,3	16,8	0,33			NO BASIS
55	Ireland #5 II	USA	1946	1984	HD	5,2			P	0,16	3,81	5,18	15,5	11,5	13,5	0,38	110		NO BASIS
56	Johnston City	USA	1921	1981	HD	4,3	0,575		P	0,575	3,05	5,18	13,4	2	8,23	1			NO BASIS
57	Kraftsmen	É.-U.		1994	HD				OT	0,177	3,66	3,2	19,2	9,8	14,5	1,48			NO BASIS
58	La Fruta	USA	1930	1930	HD	12,5		ME	P	78,9	7,9	14	63	54,6	58,8	0,3			VERIFIED
59	Lake Avalon	É.-U.	1894	1904	HD	14,5	7,75		P	31,5	13,7	14,6	137,6	122,4	130	0,52	2320	2	NO BASIS
60	Lake Genevieve	USA	1930	1985	HD	7,6				0,68	6,71	7,92	29	4,6	16,8	1,54			NO BASIS
61	Lake Philema	USA	1965	1994	HD				OT	4,78	9	8,53	50	44,4	47,2	0,33			NO BASIS
62	Lambert Lake	USA	1957	1963	HD	16,5			P	0,296	12,8	14,3	10,6	4,6	7,62	0,21			NO BASIS
63	Laurel Run	É.-U.		1977	HD	12,8	0,385		OT	0,555	14,1	13,7	68	2,2	35,1	2,4	1050		NO BASIS
64	Lawn Lake	USA	1903	1982	HD	7,9	0,9	HE	P	0,798	6,71	7,62	29,5	14,9	22,2	0,96	510		VERIFIED

Tableau A.1 Base de données de Wahl (2014) (suite)

No.	Dam name	Location	Year Built	Year Failed	Dam Type	Dam height H_d (m)	Reservoir capacity V_d ($\times 10^6$ m ³)	Erodibility	Failure mode	Volume of water above breach invert V_w ($\times 10^6$ m ³)	Depth of water above breach invert H_w (m)	Observed breach geometry					Peak Outflow rate Q_p (m ³ /s)	Failure time T_f (h)	Basis for Erodibility classification
												Height H_b (m)	Top width B_t (m)	Bottom width B_b (m)	Average width B_{avg} (m)	Slide slope Z:1 (h:v)			
65	Lily Lake	É.-U.	1913	1951	HD				P	0,0925	3,35	3,66	11,3	10,3	10,8	0,13	71		NO BASIS
66	Lower Latham	É.-U.		1973	HD	8,2	7,08		P	7,08	5,79	7,01	123,4	35	79,2	6,3	340		NO BASIS
67	Melville	USA	1907	1909	ZD	11		ME	P	24,7	7,92	9,75	40	25,6	32,8	0,7			VERIFIED
68	Merimac Upper Lake	USA	1939	1994	HD				OT	0,0696	3,44	3,05	15,5	12,9	14,2	0,41			NO BASIS
69	Mossy Lake	USA	1963	1994	HD	2,8			OT	4,13	4,41	3,44	45,8	37,2	41,5	1,24			NO BASIS
70	Noppikoski	SE	1966	1985	HD	18,5	0,7		OT	1							0,38		NO BASIS
71	North Branch	É.-U.		1977	HD	5,5				0,0222	5,49						29,4		NO BASIS
72	Otto Run	É.-U.		1977	HD	5,8				0,0074	5,79						60		NO BASIS
73	Pierce Reservoir	É.-U.		1986	HD				P	4,07	8,08	8,69	37,2	23,8	30,5	0,77			NO BASIS
74	Puddingstone	USA	1926	1926	HD	15,2	0,617		OT	0,617	>15,2	15,2	91,4				480	0,25	NO BASIS
75	Rainbow Lake	É.-U.		1986	HD	14			OT	6,78	10	9,54	62,9	14,9	38,9	2,52			NO BASIS
76	Renegade Resort Lake	É.-U.	1970	1973	HD				OT	0,0139	3,66	3,66	4,6	0	2,29	0,63			NO BASIS
77	Salles Oliveira	Brazil	1966	1977	HD	35,1	25,9		OT	71,5	38,4	35			167		7200	2	NO BASIS
78	Sandy Run	É.-U.		1977	HD	8,5	0,0568		OT	0,0567	8,53						435		NO BASIS
79	Timber Lake	É.-U.	1926	1995	HD	9,3			OT	1,8	7,33	7,32	62,2	51,2	56,7	1,5			NO BASIS
80	Trout Lake	É.-U.	1894	1909	HD	7,6			OT	0,493	8,53	8,53	41,5	10,9	26,2	1,79			NO BASIS
81	Wheatland	É.-U.	1893	1969	HD	13,5	11,5		P	11,6	12,2	13,7	53,8	41	43,5	0,75		1,5	NO BASIS

- **Note :**

Dam Type (Types de barrage)

DC	Dams with core walls (Barrages avec noyau)
FD	Concrete-faced dams (Barrages à masque en béton)
HD	Homogenous dams (Barrages homogènes)
ZD	zoned-fill dams (Barrages zonés)

Failure mode (Types de ruptures)

OT	Overtopping (Surverse)
P	Seepage erosion/piping (Érosion interne)

Erodibility (Érodabilité)

HE	High erodibility (Érodabilité élevée)
ME	Medium erodibility (Érodabilité moyenne)
LE	Low erodibility (Érodabilité faible)

Basis for Erodibility classification (Base de la classification de l'érodabilité)

VERIFIED	La classification de l'érodabilité qu'elle soit fournie par Xu et Zhang (2009) ou ajoutée à la base de données est vérifiée par Wahl (2014)
UNJUSTIFIED	La classification de l'érodabilité fourni par Xu et Zhang (2009) est modifiée par Wahl (2014) en se basant sur la documentation disponible.
UNKNOWN	La classification de l'érodabilité fourni par Xu et Zhang (2009) n'a pas pu être vérifiée par Wahl (2014) à cause du manque de documentations significatives.
NO BASIS	La classification de l'érodabilité fourni par Xu et Zhang (2009) est supprimée par Wahl (2014), car il n'y a aucune information qui permet de la justifier.

ANNEXE B – BARRAGES À FORTE ET FAIBLE CONTENANCE

(EXTRAIT DE LA LOI SUR LA SÉCURITÉ DES BARRAGES)

Au Québec, la sécurité des barrages est assujettie à la loi sur la sécurité des barrages en vigueur depuis le 11 avril 2002. Elle distingue deux catégories de barrage : les barrages à forte et à faible contenance (CEHQ) :

- **Les barrages à forte contenance sont :**
 - Les barrages d'une hauteur d'au moins $1\ m$, dont la capacité de retenue est supérieure à $1\ 000\ 000\ m^3$.
 - Les barrages d'une hauteur d'au moins $2.5\ m$, dont la capacité de retenue est supérieure à $30\ 000\ m^3$.
 - Les barrages d'une hauteur d'au moins $7,5\ m$, sans égard à la capacité de retenue.
- **Les barrages à faible contenance sont :**
 - Les barrages d'une hauteur de $2\ m$ et plus qui ne figure pas dans les critères des barrages à forte contenance

ANNEXE C – REPRÉSENTATION GRAPHIQUE ET TESTS STATISTIQUES

ANNEXE C.1 HISTOGRAMMES

Les graphiques de type histogramme sont souvent utilisés pour décrire les caractéristiques des variables aléatoires. Ils se basent sur les techniques de discréétisation qui permettent de réorganiser et de regrouper les données selon plusieurs classes. Les résultats sont alors affichés sous la forme d'un diagramme à barre. Ils sont caractérisés par leur nombre, leur intervalle de variation, leur largeur et leur hauteur. Ces caractéristiques sont décrites en détail par plusieurs ouvrages de statistique appliquée. Dans cette étude, les formules et les méthodes utilisées sont tirées de Singh, V. P., Jain et Tyagi (2007, p. 42-47).

Le nombre de classes est calculé à partir de la règle de Sturges :

$$N = 1 + 3.3 \log_{10} n$$

Où n , est le nombre de données observées

Les intervalles de variation sont de type $Lim_{inf}; Lim_{sup}$], où Lim_{inf} et Lim_{sup} sont respectivement les limites supérieures et inférieures de l'intervalle.

Par ailleurs, les largeurs des barres sont supposées égales. Leurs hauteurs sont déterminées par un *calcul normalisé des fréquences relatives*. Ainsi, la hauteur de chaque classe estimée à partir de la relation suivante :

$$Freq_i = \frac{N_i^c}{N}$$

Où $Freq_i$, est la fréquence relative de la classe i

N_i^c , est le nombre de cas d'étude qui se trouve dans la classe i

En général, les histogrammes permettent d'avoir une vue d'ensemble sur la répartition des données. Il est ainsi plus facile d'identifier et d'interpréter le comportement de l'échantillon. Ils donnent également une idée sur l'asymétrie des données, l'ordre de grandeur des variables aléatoires et la présence de données aberrantes et la présence de plusieurs modes.

ANNEXE C.2 TEST D'AJUSTEMENT Khi^2

Les tests d'ajustement (ou d'adéquation) sont utilisés pour vérifier si un échantillon est compatible avec une loi de probabilité. Le principe de ces méthodes est le suivant : tout d'abord, il faut admettre une hypothèse nulle H_0 selon laquelle l'échantillon suit une probabilité donnée. Ensuite, il faut spécifier l'hypothèse alternative. H_1 . Une fois les hypothèses spécifiées, les données observées sont transformées en des valeurs théoriques. Enfin, la décision se fait en comparant l'observation avec l'estimation et en admettant un certain niveau de risque. Dans cette étude, les formules et la méthode utilisée sont tirées de Lejeune (2010, p. 264-271).

La démarche générale employée pour analyser l'adéquation d'une loi de distribution partir du test Khi^2 est la suivante :

- 1) Formulation des hypothèses :

H_0 : l'échantillon suit la loi de distribution p

H_1 : l'échantillon ne suit pas la loi de distribution p

- 2) Détermination du risque α . Dans cette étude, un risque de 5 % est admis, ce qui correspond à un niveau de confiance de 95 %.
- 3) Détermination du degré de liberté DDL :

$$DDL = N - 1 - k$$

Où N , est le nombre de classes de l'histogramme

k , est la dimension de la loi de probabilité choisit

Pour la normale et la lognormale, il existe deux paramètres d'estimation ; soit la moyenne et l'écart-type. Ainsi, l'équation du degré de liberté est reformulée sous la forme :

$$DDL = N - 3.$$

- 4) Évaluation du seuil critique χ^2_{cr} à partir de la table de la loi khi^2 . Il correspond à la probabilité de dépassement égale au risque admis.
- 5) Estimation des probabilités p_i pour chaque classe i

$$p_i = p(x \leq \lim_i^{sup}) - p(x \leq \lim_i^{inf})$$

- 6) Estimation de l'effectif théorique C_i . C'est-à-dire le nombre d'observations qu'aurait la classe i si la distribution était gaussienne.

$$C_i = Np_i$$

- 7) Estimation de la statistique de Pearson χ^2_{calc}

$$\chi^2_{calc} = \sum_{i=1}^n \frac{(O_i - C_i)^2}{C_i}$$

Où $O_i = N_i^c$, est l'effectif observé dans la classe i

- 8) Interprétation des résultats :

Si $\chi^2_{calc} \leq \chi^2_{cr}$, l'hypothèse H_0 est acceptée

Si $\chi^2_{calc} > \chi^2_{cr}$, l'hypothèse H_0 est rejetée, et l'hypothèse H_1 est acceptée

- 9) Détermination du risque de rejeter H_0 alors qu'elle est vraie à partir de la statistique χ^2_{calc} de la table de la loi chi^2 .

ANNEXE C.3 TEST SUR LE COEFFICIENT DE CORRÉLATION DE PEARSON

L'étude de la relation entre deux variables consiste à observer de manière conjointe leurs comportements. Cette relation peut s'exprimer par une quantité mathématique appelée *covariance*.

Soit deux variables aléatoires X et Y, la *covariance* est donnée par :

$$cov(X, Y) = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{n - 1}$$

Les variables sont indépendantes si $cov(X, Y) = 0$. La covariance permet alors de savoir si une relation existe entre deux séries de données. Par contre, elle ne donne aucune information sur l'ampleur de la liaison, surtout lorsque les variables n'ont pas les mêmes unités. Une manière simple pour évaluer cette liaison consiste alors à utiliser le *coefficient de corrélation de Pearson* :

$$\rho = \frac{cov(X, Y)}{S_x S_y}$$

Ce coefficient varie entre -1 et 1. Il vérifie l'existence de la relation linéaire entre deux variables. Ainsi, si le couple (X, Y) bivariant normalement et si $\rho = 0$, alors les variables aléatoires X et Y sont indépendante. Or, cette estimation comporte des incertitudes. En effet, il est difficile d'avoir une valeur de ρ exactement égale à 0. Ainsi, il est possible d'admettre que des variables sont indépendantes pour des valeurs de ρ proche de 0.

La démarche suivante est adoptée pour inclure les incertitudes dans l'évaluation de l'indépendance de deux variables aléatoires normalement distribuées (Savy, 2006, p. 157-160) :

- 1) Formulation des hypothèses :

H_0 : les variables X et Y n'ont pas de corrélation significative

H_1 : les variables X et Y ont une corrélation significative

- 2) Détermination du risque α . Dans cette étude, un risque de 5 % est admis ce qui correspond à un niveau de confiance de 95 % avec $n-2$ degrés de liberté
- 3) Évaluation du seuil critique T_{cr} à partir de la Table de la loi Student et avec $n - 2$ degrés de liberté.

- 4) Suppression des observations avec des valeurs manquantes. Les séries aléatoires X et Y aurons alors le même nombre de données.
- 5) Calcul du coefficient de corrélation ρ .
- 6) Évaluation du percentile T associé au coefficient de corrélation ρ à partir de la formule de Student avec $n - 2$ degrés de liberté :

$$T = \sqrt{n - 2} \frac{\rho}{\sqrt{1 - \rho^2}}$$

- 7) Interprétation des résultats :

Si $T \leq T_{cr}$, l'hypothèse H_0 est acceptée. Les variables X et Y sont donc indépendantes

Si $T > T_{cr}$, l'hypothèse H_0 est rejetée. Les variables X et Y sont donc dépendantes

- 8) Détermination du risque de rejeter H_0 alors qu'elle est vraie à partir de la statistique T de la Table de la loi Student.

Remarque : Pour une distribution lognormale, les données sont d'abord transformées en des variables normalement distribuées $X^{norm} = \ln(X)$ et $Y^{norm} = \ln(Y)$ avant d'effectuer le test d'indépendance.

ANNEXE D – FICHES TECHNIQUES DES BARRAGES SELON LE RÉPERTOIRE DU CEHQ

ANNEXE D.1 DIGUE OUIQUI

NOM DU BARRAGE : Ouiqui, Digue
Numéro du barrage : X0000962



LOCALISATION

Région administrative : Saguenay--Lac-Saint-Jean
Municipalité : Hébertville
MRC : Lac-Saint-Jean-Est
Coordonnées NAD83 : Latitude : 48° 21' 33" ; Longitude : -71° 33' 26"
Nom du réservoir : KENOGAMI
Territoire(s) : —
Aménagement(s) : —

HYDROGRAPHIE

Type	Numéro	Nom	Numéro	Nom du bassin primaire
Lac	00281	Kénogami, Lac	06290000	Saguenay, Rivière
Cours d'eau	06131000	Aulnaies, Rivière des	06290000	Saguenay, Rivière
Bassin	06290000	Saguenay, Rivière	06290000	Saguenay, Rivière
Bassin	06130000	Belle Rivière, La	06290000	Saguenay, Rivière
Bassin	06100000	Chicoutimi, Rivière	06290000	Saguenay, Rivière

CARACTÉRISTIQUES

Catégorie administrative : Forte contenance

Type(s) d'utilisation : Hydroélectricité

Hauteur du barrage :	17,9 m	Capacité de retenue :	489 824 128 m ³
Hauteur de la retenue :	13,7 m	Longueur de l'ouvrage :	420 m
Type de barrage :	Terre	Type de terrain de fondation :	Alluvion
Classe :	A	Niveau des conséquences :	Très important
Zone sismique :	3	Superficie du réservoir :	5 180 ha
Superficie du bassin versant :	3492 km ²	Longueur de refoulement :	--- m

Année de construction : 1924 **Année de modification :** 2010

Barrage(s) en amont : Barrages Pibrac Est, Pibrac Ouest, Portage-des-Roches et plusieurs digues

ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ

Étude d'évaluation de la sécurité
Année de la dernière étude réalisée : 2006
Année de la prochaine étude à réaliser : 2020

Exposé des correctifs et calendrier de mise en oeuvre	
<u>Réception :</u>	2006-04-12
<u>Étape d'analyse de l'approbation :</u>	Approuvé
<u>Approbation :</u>	2008-10-30
<u>Étape de réalisation des correctifs :</u>	Oui terminé

PROPRIÉTAIRE(S) OU MANDATAIRE(S)

Nom : Centre d'expertise hydrique du Québec
Adresse : 675, boulevard René-Lévesque Est
Aile Taschereau, 2e étage
boîte 28, Québec (Québec)
Code postal : G1R5V7

Figure D.1 Fiche technique de la digue Ouiqui tirée du répertoire du CEHQ

ANNEXE D.2 BARRAGE CLAIR

NOM DU BARRAGE : Clair, Barrage
Numéro du barrage : X0003626



LOCALISATION	
Région administrative :	Chaudière-Appalaches
Municipalité :	Sainte-Perpétue
MRC :	L'Islet
Coordonnées NAD83 :	Latitude : 47° 0' 50" Longitude : -70° 3' 16"
Nom du réservoir :	CLAIR
Territoire(s) :	—
Aménagement(s) :	—

HYDROGRAPHIE

Type	Numéro	Nom	Numéro	Nom du bassin primaire
Lac	00378	Clair, Lac	01EX0000	Saint-Jean, Rivière
Cours d'eau	02275000	Trib.47D.15M.55S.-69D.58M.07S.	02270000	Ouelle, Rivière
Bassin	01370000	Noire, Grande rivière	01EX0000	Saint-Jean, Rivière
Bassin	01EX0000	Saint-Jean, Rivière	01EX0000	Saint-Jean, Rivière

CARACTÉRISTIQUES

Catégorie administrative : Faible contenance

Type(s) d'utilisation : Récréatif et villégiature

Hauteur du barrage :	2 m	Capacité de retenue :	273 360 m ³
Hauteur de la retenue :	1,7 m	Longueur de l'ouvrage :	110 m
Type de barrage :	Terre	Type de terrain de fondation :	Alluvion ou nature inconnue
Zone sismique :	5	Superficie du réservoir :	16,1 ha
Superficie du bassin versant :	1,8 km ²	Longueur de refoulement :	--- m
Année de construction :	1972	Année de modification :	—

PROPRIÉTAIRE(S) OU MANDATAIRE(S)

Nom : Le club du Lac Clair,
Adresse : 11, rue Terrebonne Ouest
Sainte-Perpétue (Québec)
Code postal : G0R3Z0

Figure D.2 Fiche technique du barrage Clair tirée du répertoire du CEHQ

ANNEXE D.3 BARRAGE CARIBOU

NOM DU BARRAGE : Caribou, Barrage
Numéro du barrage : X0000665



LOCALISATION

Région administrative :	Bas-Saint-Laurent
Municipalité :	Dégelis
MRC :	Témiscouata
Coordonnées NAD83 :	Latitude : 47° 34' 15" Longitude : -68° 29' 11"
Nom du réservoir :	CARIBOU
Territoire(s) :	ZEC Owen
Aménagement(s) :	—

HYDROGRAPHIE

Type	Numéro	Nom	Numéro	Nom du bassin primaire
Lac	37331	TRIBUTAIRE : Caribou, Lac	—	—
Cours d'eau	01171108	TRIB.47D.34M.48S.-68D.30M.00S.	01EX0000	Saint-Jean, Rivière
Bassin	01171000	Touladi, Rivière	01EX0000	Saint-Jean, Rivière
Bassin	01EX0000	Saint-Jean, Rivière	01EX0000	Saint-Jean, Rivière
Bassin	01171100	Squatec, Rivière	01EX0000	Saint-Jean, Rivière
Bassin	01171003	Owen, Rivière	01EX0000	Saint-Jean, Rivière
Bassin	01170000	Madawaska, Rivière	01EX0000	Saint-Jean, Rivière

CARACTÉRISTIQUES

Catégorie administrative : Petit barrage

Type(s) d'utilisation : Récréatif et villégiature

Hauteur du barrage :	1 m	Capacité de retenue :	35 200 m ³
Type de barrage :	Terre	Type de terrain de fondation :	Alluvion ou nature inconnue
Zone sismique :	3	Superficie du réservoir :	3,5 ha

PROPRIÉTAIRE(S) OU MANDATAIRE(S)

Nom : Centre d'expertise hydrique du Québec

Adresss : 675, boulevard René-Lévesque Est
Aile Taschereau, 2e étage

Code boîte 28/
G1R5V7

Figure D.3 Fiche technique du barrage Caribou tirée du répertoire du CEHQ

ANNEXE E – DISTRIBUTION DES VARIABLES ALÉATOIRES

Le programme de simulation développé dans ce mémoire considère les paramètres de brèche comme des variables aléatoires. Ces paramètres sont la pente des berges z , le rapport de la base sur la hauteur de brèche B/H et le temps de formation t_f . Or, les caractéristiques statistiques de ces tirages aléatoires dépendent exclusivement de la base de données. Ainsi, la distribution de ces paramètres demeure la même du moment que le nombre d’itérations est suffisamment grand, quel que soit le barrage étudié. Cette annexe présente la distribution des paramètres de brèche obtenue à partir des données de Wahl (2014).

ANNEXE E.1 DISTRIBUTION DU RAPPORT DE LA LARGEUR SUR LA HAUTEUR DE BRÈCHE

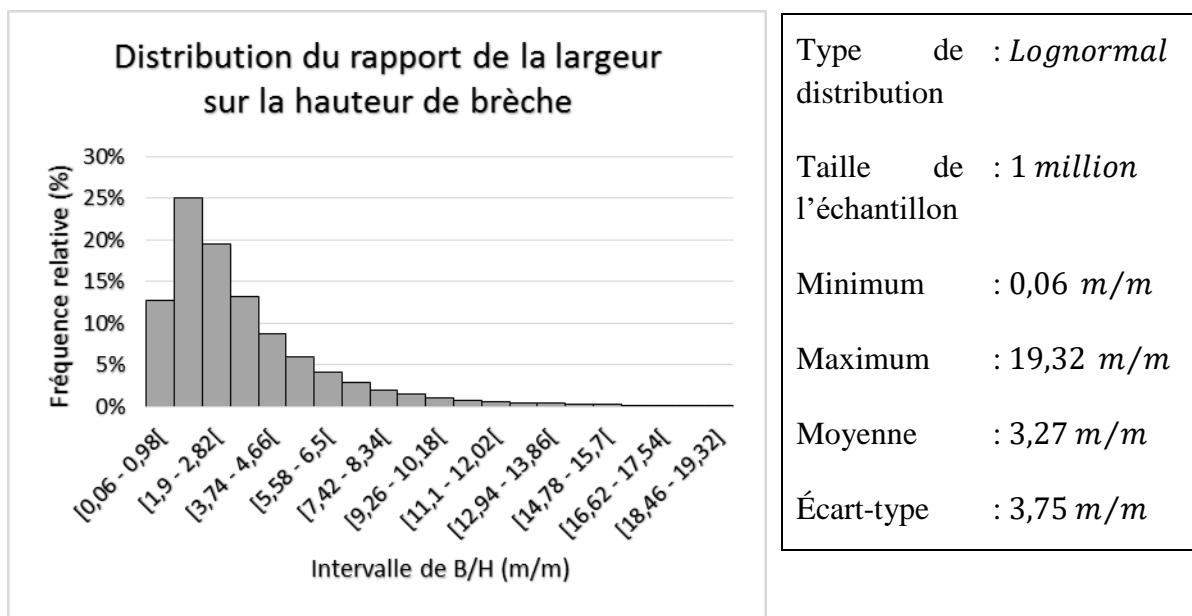


Figure E.1 Distribution du rapport de la largeur sur la hauteur de brèche

ANNEXE E.2 DISTRIBUTION DE LA PENTE DE RIVE

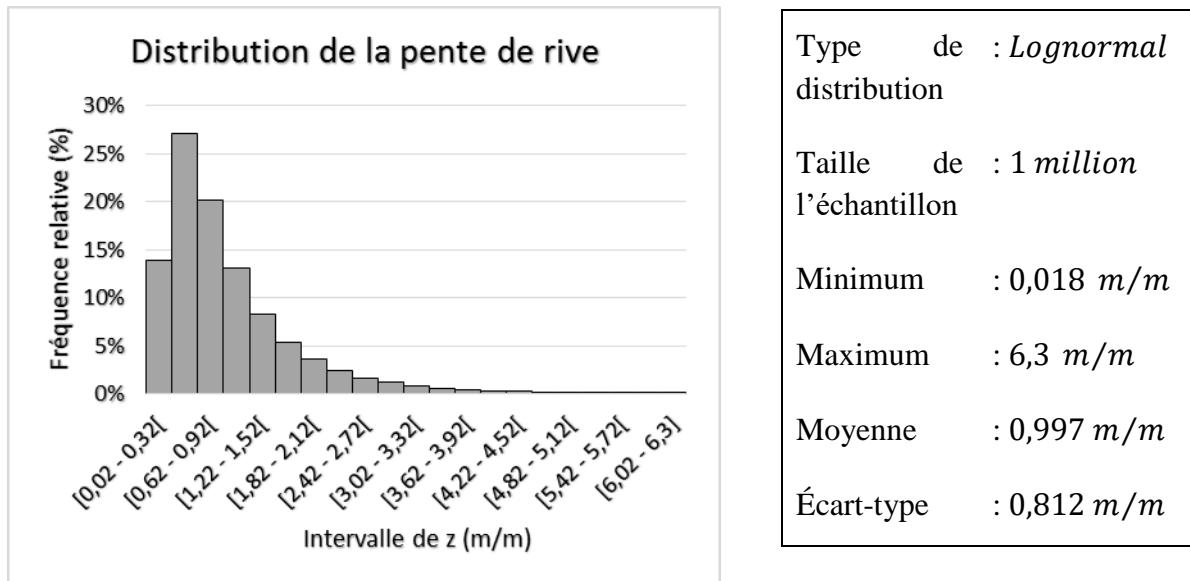


Figure E.2 Distribution de l'inclinaison des pentes de rives de la brèche

ANNEXE E.3 DISTRIBUTION DU TEMPS DE FORMATION

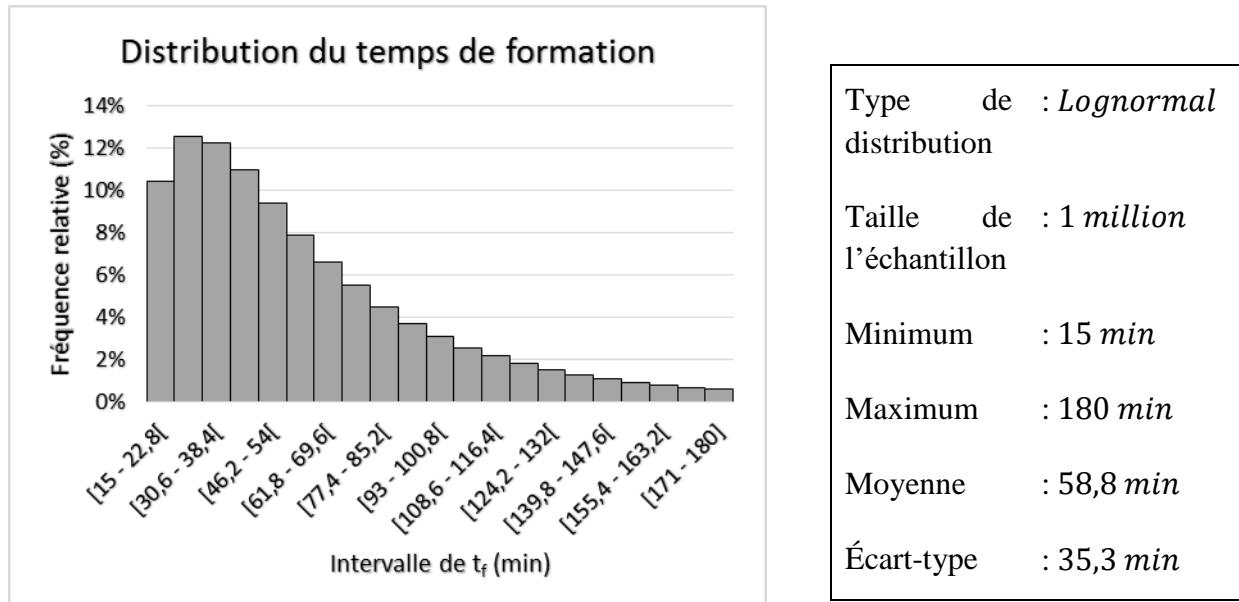


Figure E.3 Distribution du temps de formation obtenue avec les données ajustées

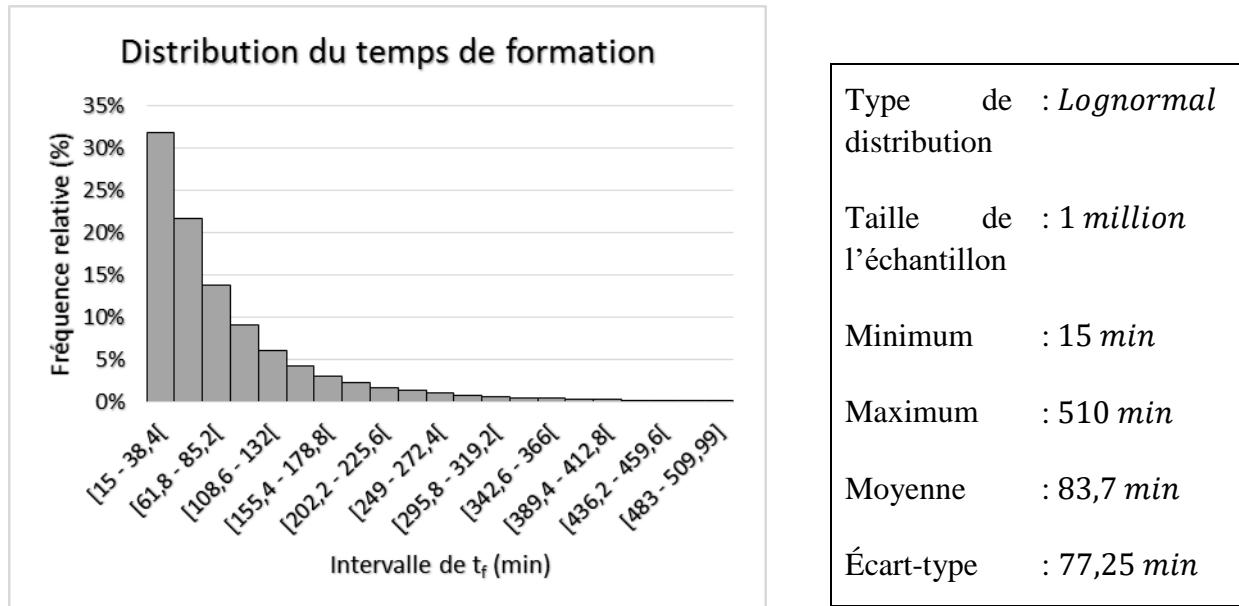


Figure E.4 Distribution du temps de formation obtenue avec les données initiales