POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Performance sismique des évacuateurs de crues : application d'une méthodologie pour la considération des incertitudes de modélisation

RAPHAËL LECLERCQ

Département des Génie Civil, Géologique et des Mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie Civil

Février 2019

© Raphaël Leclercq, 2019.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Performance sismique des évacuateurs de crues : application d'une méthodologie pour la considération des incertitudes de modélisation

Présenté par **Raphaël LECLERCQ**

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

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

James GOULET, président
Pierre LEGER, membre et directeur de recherche
Najib BOUAANANI, membre

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier sincèrement mon directeur de recherche, le professeur Pierre Léger, pour m'avoir transmis sa passion pour les structures hydrauliques et proposé ce sujet qui m'a beaucoup intéressée. Particulièrement, son implication et son encadrement attentif, sa disponibilité auprès des étudiants, ainsi que ses nombreux commentaires constructifs tout au long de l'avancée de mon projet de maîtrise, ont contribué à rendre ce travail enthousiasmant et plaisant.

J'aimerais remercier le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie (CRSNG) du Canada ainsi que les Fonds de Recherche du Québec - Nature et Technologies (FRQNT) pour le financement de mon travail de recherche.

Je remercie également le professeur James Goulet pour m'avoir initié à l'apprentissage automatique puis d'avoir répondu de manière constructive aux nombreuses questions durant ce projet de recherche.

Merci aux examinateurs de mon mémoire de maîtrise, les professeurs James Goulet et Najib Bouaanani d'avoir accepté d'évaluer et commenter ce travail.

Mes remerciements s'adressent également aux étudiants aux cycles supérieurs du Groupe de Recherche en Structure (GRS) pour leur bonne humeur, leurs encouragements et les agréables mois que nous avons partagés au Québec.

Finalement, je ne peux passer sous silence le support de ma copine, de ma famille et mes amis d'ici, de là-bas et d'ailleurs, avec qui je grandis chaque jour et qui me donne l'envie d'avancer toujours plus loin.

RÉSUMÉ

Ce mémoire présente une méthodologie pour l'évaluation de la performance sismique des évacuateurs de crue avec vannes soumis à une excitation sismique tridimensionnelle. Afin de se prémunir contre les incertitudes aléatoires et épistémiques, l'approche traditionnelle requiert d'importants facteurs de sécurité définis par des lignes directrices dans chaque pays de manière déterministe. Une approche différente est applicable en intégrant directement la variabilité des paramètres dans le processus de calcul. Cependant, pour des évacuateurs de crue avec vannes nécessitant un temps de calcul du modèle éléments finis (EF) non négligeable, les méthodes de simulation de Monte-Carlo sont très difficilement applicables. Un processus de réduction du nombre de paramètres étudiés est proposé grâce à la conduite d'une analyse de sensibilité par des diagrammes de Tornado. Un métamodèle de type Kriging caractérisant le modèle EF est implémenté en garantissant un équilibre entre précision des prédictions et efficience en temps de calcul. La méthodologie proposée est appliquée à un évacuateur de crues existant construit en 1927.

Pour évaluer la performance sismique, plusieurs états limites sont définis pour garantir la fonctionnalité et/ou la stabilité structurale de l'ouvrage. Pour les piliers et coursiers en béton, les efforts internes issus des analyses dynamiques transitoires sont intégrées dans un processus de post-traitement non linéaire pour calculer la fissuration et le glissement à la base. La vérification de la structure de levage et des vannes est effectuée pour se prémunir du flambement et de la plastification des éléments. Enfin, la fonctionnalité des équipements de levage et électriques est vérifiée selon la magnitude des accélérations développées.

Les probabilités de défaillance sont estimées incrémentalement pour six ensembles d'accélérogrammes avec des spectres de calcul ayant des périodes de retour variant entre 200 ans et 10 000 ans. Une comparaison des probabilités calculées avec les recommandations en vigueur a permis d'estimer la marge de sécurité de l'ouvrage pour un état limite de service et ultime.

Pour notre cas d'étude, les analyses de sensibilité ont mis en évidence la grande influence de l'amortissement sismique et du module de déformation de béton dans la réponse structurale. L'état limite de service est contrôlée par le développement d'accélérations absolues excessives des équipements électromécaniques, tandis que la stabilité est contrôlée par un déplacement résiduel excessif causé par le glissement des piliers de béton. À l'état limite ultime, la structure est en

première approximation dans la zone inacceptable avec une probabilité de défaillance estimée supérieures aux recommandations des lignes directrices canadiennes.

Mots clés : performance sismique, diagramme Tornado, évacuateurs de crue avec vannes, métamodèle, incertitudes des paramètres

ABSTRACT

This report presents a three-dimensional performance-based earthquake engineering assessment methodology for gated spillways. In the traditional design approach, epistemic and aleatory uncertainties are considered through deterministic safety factors different in each country. A new approach is to include directly the parameters variability. However, structural analysis by probabilistic methods, like Monte Carlo Simulation (MCS) require many samples, restricting the choice of input variables. In an initial step prior to perform probabilistic analysis, this study presents a methodology and its application for selecting and classifying the influence of uncertainties of input variables with sensitivity analysis. A Kriging metamodel representative of the FE model is implemented to balance prediction precision and calculus efficiency. As an application example, the proposed methodology is applied to an existing gated spillway built in 1927.

Several limit states functions are defined to assess the functional state and/or the structural safety. For the concrete structures, the forces from the analyses are input in a non-linear post-processor to compute sliding safety factors. The assessment of the hoist supporting structure and gates is done using buckling and yielding checks. The functionality of lifting and electrical equipment is checked according to the magnitude of acceleration developed.

Probabilities of failures are computed incrementally for six sets of spectrum compatible ground motion records with return periods ranging from 200 years to 10 000 years. The safety margin is computed for two limits states, service and ultimate, by comparing calculated and target probabilities.

In this case of study, the two most significant variables are the damping ratio and the deformation modulus of concrete. Serviceability is controlled by the development of excessive absolute acceleration of electro-mechanical equipment, while stability is controlled by excessive residual sliding displacements of the concrete piers. Computed at the ultimate limit state, the estimated probability of failure should be reduced according to Canadian standards recommendations: the studied spillway is found in the unacceptable zone.

Keywords: seismic performance, Tornado diagram, gated spillways, metamodel, uncertainties

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS III

RÉSUMÉ IV

ABSTRACT VI

TABLE DES MATIÈRES VII

LISTE DES TABLEAUX XI

LISTE DES FIGURES XIV

LISTE DES ALGORITHMES ET DES MATRICES XXV

LISTE DES ANNEXES XXVI

AVANT-PROPOS XXVII

RAPPORT EN RÉALITÉ AUGMENTÉE : MANUEL XXVIII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Contexte 1

1.2 Objectifs et problématique 2

1.3 Méthodologie 3

1.4 Organisation du mémoire 5

CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE 6

2.1 Introduction 6

2.2 Généralités sur les évacuateurs de crue 6

2.2.1 Concepts et fonctions 6

2.2.2 Performance historique 8

2.3 D'une approche d'aléas indépendants à une approche multi-aléas 12

2.3.1 Aléas : définition et représentation 12

2.3.2 Combinaison des aléas 12

2.4 Comparaison des approches déterministes et probabilistes pour l'évaluation d'une marge de sécurité 14

2.4.1 Analyse déterministe 14

2.4.2 Analyse de sensibilité déterministe : le cas des diagrammes Tornado 16

2.4.3 Analyse probabiliste 18

2.4.4 Méthodes de simulations : le cas de Monte-Carlo 21

2.5 Apprentissage automatique et méthode de construction d'un métamodèle 27

2.5.1 Concepts et état de l'art des méthodes de métamodélisation 27

2.5.2 Design of Experiment 29

2.5.3 Focus sur la méthode du kriging 29

2.5.4 Sélection et validation du métamodèle 34

2.6 Études récentes et codes considérant une approche probabiliste pour l'évaluation de la sécurité des ouvrages hydrauliques et des évacuateurs de crue 37

2.7 Autres parties de la revue de littérature 39

CHAPITRE 3 DESCRIPTION DU CAS D'ETUDE 40

3.1 Présentation du cas d'étude 40

3.1.1 Généralités 40

3.1.2 Modèle Éléments Finis (EF) 40

3.1.3 Analyse modale 44

3.1.4 État initial pour l'étude 45

3.2 Développement des spectres et accélérogrammes 47

3.2.1 Choix des spectres horizontaux de calcul spécifique au site 47

3.2.2 Spectres verticaux de calcul 50

3.2.3 Accélérogrammes compatibles 50

3.3 Variables aléatoires du modèle 51

3.3.1 Généralités 51

3.3.2 Le cas des charges appliquées aux évacuateurs de crue (L) 54

3.3.3 Les autres variables aléatoires du modèle (R) et (M) 69

3.3.4 Variables aléatoires exclues de l'analyse 76

3.3.5 Bilan des variables aléatoires considérées 77

3.4 Formulation des sorties de l'analyse et des états limites associés 81

3.4.1 Vérification des éléments métallique de la charpente et de la vanne 82

3.4.2 Aire de fissuration à la base 83

3.4.1 Facteur de sécurité au glissement (FSG) et glissement à la base 88

3.4.2 Contraintes maximales dans le béton 92

3.4.3 Équipements et accélérations absolues 93

3.4.4 Ancrage à la base 94

3.5 Fiabilité du système 94

3.5.1 En service 95

3.5.2 Ultime 96

3.5.1 Évaluation de la fragilité de l'ouvrage 97

CHAPITRE 4 SCENARII MULTI-ALÉAS POUR EVACUATEUR DE CRUES AVEC VANNES 103

4.1 Scenario 1 : Étude de sensibilité des paramètres intervenant dans le calcul sismique 103

4.1.1 Analyse de sensibilité Tornado du cas de référence 104

4.1.2 Influence des conditions initiales 110

4.2 Scenario 2 : séisme OBE combiné avec un couvert de glace statique 120

4.2.1 Présentation des deux cas de chargements de glace 120

4.2.2 Analyse de sensibilité Tornado dans le cas du chargement sismique couplé à une pression de glace 121

4.3 Bilan de l'analyse de sensibilité 123

4.3.1 Limites de l'analyse déterministe par Tornado 123

4.3.2 Variables sélectionnées 123

CHAPITRE 5 DÉVELOPPEMENT DU MÉTAMODÈLE PAR LA MÉTHODE DU KRIGING 125

5.1 Introduction 125

5.2 Génération des échantillons du plan d'expérience 125

5.2.1 Corrélation des variables aléatoires 125

5.2.2 Échantillonnage LHS 128

5.3 Modèle Kriging via la boite à outils UQLab 130

5.3.1 Visualisation des données de sorties 130

5.3.2 Sélection du modèle le plus adapté 132

5.3.3 Validation du modèle de référence 140

5.4 Étude de sensibilité des entrées pour les séismes OBE et SMD 145

5.5 Méthode adaptative pour optimiser le temps de construction du métamodèle 147

5.6 Généralisation aux autres sorties et résumé du chapitre 5 149

CHAPITRE 6 EVALUATION DE LA PERFORMANCE STRUCTURALE DE L'EVACUATEUR DE CRUE 151

6.1 Introduction 151

6.2 Simulation de Monte-Carlo appliquée au métamodèle 151

6.3 Calcul de la probabilité de défaillance des composants 151

6.3.1 État limite de service 152

6.3.2 État limite ultime 154

6.4 Estimation de la probabilité de défaillance du système 157

6.4.1 Courbes de fragilité à l'ELU et l'ELS 157

6.4.2 Vérification de la performance pour l'ELU 158

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 160

BIBLIOGRAPHIE 165

ANNEXES 177

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Incidents recensés sur les évacuateurs de crue avec vannes dans les pays nordiques 10

Tableau 2.2 : Revue de littérature des combinaisons de charges incluant l'aléa sismique pour les évacuateurs de crue. 13

Tableau 2.3 : Méthodes de référence de metamodélisation dans le domaine de fiabilité des structures. 28

Tableau 3.1 : Comparaison des périodes de vibration pour 4 modèles EF (Limoges, 2008). 42

Tableau 3.2 : Comparaison des périodes de retour fondamentales des systèmes de la structure...45

Tableau 3.3 : Caractéristiques des accélérogrammes utilisés pour l'analyse. 51

Tableau 3.4 : Charge du couvert de glace selon la norme SB-61-03-01 (en kN/m). 57

Tableau 3.5 : Propriétés probabilistes pour modéliser la variable aléatoire de glace statique. 59

Tableau 3.6 : État de l'art des formules de calcul de la force dynamique de glace. 61

Tableau 3.7 : Résistance ultime de la glace en fonction du chargement et du type de sollicitation (ICOLD, 1996). 62

Tableau 3.8 : Propriétés probabilistes pour modéliser la variable aléatoire d'impact de glace. 62

Tableau 3.9 : Comparaison des forces dynamiques selon différents codes de calcul. 63

Tableau 3.10 : Propriétés probabilistes pour modéliser la variable aléatoire de crue. 67

Tableau 3.11 : Paramètres des évacuateurs de crue du modèle. 68

Tableau 3.12 : État de l'art des deux premiers moments sur les propriétés de l'acier. 70

Tableau 3.13 : État de l'art des deux premiers moments caractérisant les propriétés du béton. 71

Tableau 3.14 : État de l'art des propriétés probabilistes de l'amortissement sismique. 73

Tableau 3.15 : Revue de littérature des paramètres de résistance au cisaillement au pic et résiduel. 76

Tableau 3.16 : Liste des variables aléatoires pouvant faire l'objet d'une revue de littérature approfondie. 77

Tableau 3.17 : Paramètres des variables aléatoires du modèle EF.....78

Tableau 3.18 : Tableau des fractiles des VA avec troncature. 81

Tableau 3.19 : Résumé des éléments métalliques critiques de la structure et schéma associé. 82

Tableau 3.20 : Équations gouvernant le calcul de l'aire fissurée issues de la théorie de Irles et Irles (1994). 85

Tableau 3.21 : Exemple V&V pour valider la méthode de calcul de l'aire fissurée. 87

Tableau 3.22 : Facteurs de sécurités recommandés pour une combinaison de charge sismique SMD. 89

Tableau 3.23 : Seuils de défaillances proposés par Bernier et al. (2015) pour le glissement des ouvrages hydroélectriques.....91

Tableau 3.24 : Comparaison du glissement à la base du pilier central par le logiciel RS-Dam avec la méthode de post-traitement couplée avec SAP2000. 92

Tableau 3.25 : Relation entre probabilité de défaillance p_f et indice de fiabilité β.....98

Tableau 3.26 : Indice de fiabilité proposées pour des grands barrages et la classe de conséquence la plus critique pour une période de référence annuelle (ELU). 98

Tableau 3.27 : Revue de littérature de critères de risque individuel. 100

Tableau 4.1 : Temps consécutif et total en dehors de la zone recommandée de la position de la résultante en fonction de la période sismique. 112

Tableau 4.2 : Comparaison des entrées et sorties selon la considération de la troncature.....119

Tableau 4.3 : Classement des VA selon les 3 conditions définis ci-dessus et de 7 sorties des diagrammes Tornado par analyse multicritère via agrégation. 124

Tableau 5.1 : Propriétés des échantillons LHS générés sans troncature pour validation.....128

Tableau 5.2 : Caractéristiques générales des modèles pour apprentissage automatique. 134

Tableau 5.3 : Comparaison des temps d'entrainement des cinq métamodèles pour un jeu de 1000 données.....136

Tableau 5.4 : Résultats des tests statistiques de normalités des résidus standardisés. 141

Tableau 5.5 : Indicateurs pour valider le métamodèle en comparaison avec un modèle aléatoire. 143

Tableau 5.6 : Hyperparamètres θ_i associés aux VA pour le cas de référence. 145

Tableau 5.7 : Résultats de la méthode adaptative et gain de temps associé.....148

Tableau 5.8 : Principaux résultats des métamodèles à différentes périodes de retour sismique avec le type de métamodèle sélectionné, la RMSE et le R^2. 149

Tableau 6.1 : Bilan des probabilités de défaillances pour les ELU et ELS.....158

Tableau E.1 : Application de la méthode de (Fouhy & Ríos Bayona, 2014) pour la modélisation du PDF d'une crue extrême. 183

Tableau F.1 : Accélérations spectrales selon les recommandations du CNB 2015 (CNRC, 2015). 184

Tableau F.2 : Coefficients d'emplacement pour un sol de classe A (roc) selon les recommandations du CNB 2015 (CNRC, 2015). 184

Tableau G.1 : Comparaison des fractiles à 1, 10, 90 et 99% selon les lois normale et lognormal pour les paramètres de résistance au cisaillement. 185

Tableau I.1 : Valeurs des fractiles à 10, 50 et 90% des VA de crue. 188

Tableau K.1 : Moyenne et écart-type des 6 VA sélectionnées de l'échantillonnage LHS avec troncature des PDF. 191

Tableau K.2 : Matrice de corrélation des 6 VA sélectionnées de l'échantillonnage LHS avec troncature des PDF. 191

Tableau N.1: Polynômes orthonormés en fonction des distributions des VA en entrée (Iskandarani et al., 2013).....195

Tableau O.1 : Détails de l’analyse multicritère conduite avec calculs intermédiaires et classement final.....196

Tableau P.1 : Principaux résultats selon la prise en compte de la cumulation de l'aire fissurée..197

Tableau R.1: Contraintes maximales dans le béton selon les cinq classes proposées. 200

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Photographie et modèle EF de l'évacuateur de crue en béton étudié.....3

Figure 1.2 : Démarche générale du mémoire. 4

Figure 2.1 : Schéma fonctionnelle d'un évacuateur de crue avec vannes de type Stoney. Adapté de (Limoges, 2008). 8

Figure 2.2 : Causes principales des défaillances/incidents des évacuateurs de crue avec vannes. ..9

Figure 2.3 : Tendances du type d'incident sur les centrales hydroélectriques au Japon depuis 1988 (Yasuda & Watanabe, 2017). 11

Figure 2.4 : Comparaison des modélisations de la vulnérabilité par a) l'approche déterministe et b) la démarche probabiliste (Kalinina, Spada, Marelli, Burgherr, & Sudret, 2016).....16

Figure 2.5 : Principe de la méthode d'obtention du graphe Tornado. 17

Figure 2.6 : Incertitudes Aléatoires VS épistémiques et l'influence de chaque contribution sur la distribution de probabilité. Adapté de (Hariri-Ardebili, M. A., 2018b).....19

Figure 2.7 : Principe de la méthode de Monte-Carlo pour la fiabilité des structures (Sudret, B & Marelli, 2015).....22

Figure 2.8 : Méthodologie de calcul des probabilités de défaillance selon l'approche Monte-Carlo. 23

Figure 2.9 : Principe et méthode pour corréler les échantillons LHS avec l'exemple de deux VA. 26

Figure 2.10 : Comparaison des échantillonnages Latin Hypercube avec Monte-Carlo pour deux VA avec 10 échantillons (Dubourg, 2011). 27

Figure 2.11 : Schéma de principe de la metamodélisation.....29

Figure 2.12 : Illustration du phénomène d'*overfitting* et d'*underfitting* pour un problème univarié (Ferens, 2016).....34

Figure 2.13 : Principe de la validation croisée pour valider le métamodèle : a) schéma de principe pour le cas d'une validation avec 4 classeurs et b) pseudo-code pour le cas général. 35

Figure 3.1 : Schéma de l'évacuateur étudié (adapté de (Limoges, 2008)) : a) Schéma 3D du modèle EF (Vanne numérotée de 1 à 5 suivant x positif); b) Sections d'un pilier d'évacuateur à la base et à 20 m. 40

Figure 3.2 : Modélisation de l'élément SHELL-THICK : a) Élément 4 nœuds (CSI, 2017), b) 6 DDL par nœud, c) Forces internes. 41

Figure 3.3 : Profil des sous-pressions d'un évacuateur de crues pour un plan d'analyse à la base de l'ouvrage (Limoges, 2008). 42

Figure 3.4 : Modélisation des masses hydrodynamiques : a) Masses de Westergaard (USACE, 2003) et b) Masses d' Epstein (1976). 43

Figure 3.5 : Diagramme des pressions à la base sur une fondation rigide soumise à un effort normal et un moment. 44

Figure 3.6 : Modélisation de la vanne ouverte : a) modèle « réel » vs b) modèle simplifié. 46

Figure 3.7 : Comparaisons des spectres de calcul horizontaux [Ottawa Valley (2002), CNB2005, CNB2010, CNB2015] pour une période de retour de 2500 ans.....48

Figure 3.8 : Spectres horizontaux développés pour la région d'Ottawa Valley pour différentes périodes de retour. Adapté de (Limoges, 2008). 49

Figure 3.9 : Comparaison des spectres horizontaux et verticaux par la méthode *Shift and Reduce* : application de la méthode de Christopoulos, Léger et Filiatrault (2003). 50

Figure 3.10 : Comparaison des distributions de probabilités pour les lois Gamma, Gumbel, Lognormale et Normale pour une espérance et un écart-type fixé (Goulet, 2016a). 52

Figure 3.11 : Charge de glace statique par expansion thermique (Léger, 2008).....56

Figure 3.12 : Distribution probabiliste du chargement de glace (Adolfi & Eriksson, 2013). 58

Figure 3.13 : Distribution trapézoïdale de la charge statique de glace (Hovde E. et al., 2018). 58

Figure 3.14 : Charge dynamique de glace sur une pile de pont (Sodhi & Haehnel, 2003). 60

Figure 3.15 : Définition des variables h_w , h_{rwl} et d_e (Fouhy & Ríos Bayona, 2014). 65

Figure 3.16 : Exemple de PDF de la VA d_e. La ligne bleue correspond à la distribution empirique de $P(d_e>s \mid d_e>0)$ et les lignes rouge et verte les PDF trapézoïdaux de paramètres (0,0,0,2.13) et (0.12,0.12,0.12,1.08) (Fouhy & Ríos Bayona, 2014). 66

Figure 3.17 : Distribution empirique et proposition de loi pour la VA de Weibull et Lognormal avec les probabilités importantes pour le calcul de crue. 68

Figure 3.18 : Amortissement mesuré sur 32 barrages en béton pendant des tests de vibrations forcées. La plage de valeur représente le minimum et le maximum pour les 5 premiers modes. (Løkke & Chopra, 2017). 73

Figure 3.19 : Comparaison des résistances en cisaillement au pic (grande variabilité des paramètres) et résiduelle (variabilité moindre des paramètres). 75

Figure 3.20 : Tracé des PDFs de l'étude sans troncature. 79

Figure 3.21 : Comparaison des PDF des VA avec troncature ou non. 80

Figure 3.22 : Diagramme des zones caractéristiques et des allures des distributions de contraintes associées (Bellos & Bakas, 2017). 86

Figure 3.23 : Schéma du modèle V&V proposé par Kany et El Gendy (2002)avec les cinq zones d'intérêt. 87

Figure 3.24 : Exemple de calcul du glissement d'un pilier en post-traitement pour un séisme de 2500 ans. 90

Figure 3.25 : Capture d'écran des paramètres entrées sur RS-DAM pour le modèle V&V. 92

Figure 3.26 : Description du problème de fiabilité à l'état limite de service. 95

Figure 3.27 : Description du problème de fiabilité à l'état limite de service. 96

Figure 3.28 : Critère de risque sociétal pour la sécurité des barrages avec a) Hong-Kong et CDA; b) ANCOLD ; c) NSW; d) USACE. 101

Figure 3.29 : Diagramme historique de la probabilité de défaillance en fonction du nombre de vies perdues (USBR & USACE, 2015). 102

Figure 4.1 : Tornado diagramme du FSG pondéré et du ratio d'aire fissurée pour le pilier central (séismes ayant une période de retour de 2500 ans). 104

Figure 4.2 : Diagramme Tornado du glissement et de la contrainte maximale à la base d'un pilier central (séisme ayant une période de retour de 2500 ans).....105

Figure 4.3 : Influence du module de déformation du béton : a) Évolution de la période de vibration en fonction du module de déformation du béton. b) Correspondance de la plage de variabilité de T en fonction de E_c sur le spectre de réponse à 3%.....106

Figure 4.4 : Influence de l'amortissement sur l'accélération pour la plage de période d'intérêt...107

Figure 4.5 : Diagramme Tornado des accélérations des équipements de levage et électriques (séisme ayant une période de retour de 2500 ans). 108

Figure 4.6 : Diagrammes de Tornado pour les éléments métalliques de la tour et du pont de la charpente (séisme ayant une période de retour de 2500 ans).....109

Figure 4.7 : Évolution des excentricités à la base en fonction du temps et de la période de retour du séisme.....111

Figure 4.8 : Évolution du glissement et du FSG en fonction de la période de retour sismique...112

Figure 4.9 : Spectre de réponse pour les six périodes de retour avec ξ = 3.5% : justification du comportement hétéroscédastique. 113

Figure 4.10 : Comparaison du FSG en fonction de la période de retour pour une résistance au cisaillement au pic et résiduelle (cas médian).....114

Figure 4.11 : Comparaison du cas résiduel et pic sur le FSG non pondéré et le glissement en fonction du temps pour deux périodes de retour a) 200 ans et b) 2500 ans. 115

Figure 4.12 : Évolution du FSG et du glissement central en fonction du nombre de vannes ouvertes. 116

Figure 4.13 : Évolution des accélérations des équipements de levage et électriques en fonction du nombre de vannes ouvertes. 117

Figure 4.14 : Diagrammes Tornado superposés pour différentes conditions d'ouverture de vannes (VO) dans le cas a) du FSG central et b) de l'accélération des équipements. 117

Figure 4.15 : Comparaison des distributions de chargement de glace statique pour des régions scandinaves et du Québec. 121

Figure 4.16 : Diagrammes Tornado pour le scénario 2 d'un séisme OBE (200 ans) combiné à une charge de glace avec a) le FSG central, b) la contrainte maximale à la base au centre et c) le ratio de plastification d'une colonne de la tour de la charpente métallique.....122

Figure 5.1 : Évaluation de la corrélation linéaire entre le module de déformation et le poids volumique du béton.....127

Figure 5.2 : Comparaison des histogrammes de l'échantillonnage LHS avec les lois de distributions théoriques dans le cas d'un échantillonnage sans troncature.....129

Figure 5.3 : Échantillons avec histogrammes et corrélation entre les VA. 129

Figure 5.4 : Histogramme et quantiles du glissement à la base central pour le SMD (période de retour de 2500 ans) pour 1000 valeurs. 131

Figure 5.5 : Principe de validation et de sélection du modèle pour notre étude. 132

Figure 5.6 : Sélection du métamodèle après une cross validation à 20 plis sur 500 échantillons. 135

Figure 5.7 : Boites à moustache illustrant l'influence de K sur le SSE. 137

Figure 5.8 : RMSE en fonction de la taille de l'échantillon. 139

Figure 5.9 : Temps d'entrainement en fonction de la taille de l'échantillon entrainé. 140

Figure 5.10 : a) Histogramme et b) QQ-plot des résidus standardisés.....142

Figure 5.11 : a) Prédictions et b) résidus en fonction des observations simulées sur SAP2000..144

Figure 5.12 : Analyse de sensibilité des sorties pour a) un séisme OBE et b) un séisme SMD par indices de Sobol du premier ordre.....146

Figure 6.1 : Convergences de la probabilité de défaillance conditionnelle pour les composantes a) d'accélérations des équipements et b) de FSG central pour le séisme OBE à l'ELS. 153

Figure 6.2 : Courbes de fragilités obtenues pour les états limites de services. 153

Figure 6.3 : Convergences de la probabilité de défaillance conditionnelle et de l'indice de fiabilité pour les composantes a) de glissement, b) de FSG, c) de contraintes maximum et d) de ratio d'Euler pour le séisme SMD à l'ELU. 155

Figure 6.4 : Courbes de fragilités obtenues pour les états limites ultimes. 156

Figure 6.5 : Courbes de fragilité de défaillance du système à l'ELS et à l'ELU incluant les incertitudes. 158

Figure 6.6 : Validation de la performance de l'ouvrage selon les recommandation du CDA (2013) pour l'ELU à 2500 ans. 159

Figure D.1 : Évolution de la période de vibration fondamentale amont-aval en fonction du module de déformation du béton. 182

Figure G.1 : a) PDF et b) histogramme du LHS du coefficient de friction pour loi normale ou lognormale 185

Figure H.1 : Évolution du ratio demande/capacité d'un ancrage central pendant un séisme SMD (période de retour de 2500 ans). 187

Figure I.1: Diagramme Tornado du FSG et de la contrainte maximale à la base d'un pilier central (séisme ayant une période de retour de 200 ans combiné avec une VA de crue). 188

Figure I.2 : Diagramme Tornado de l'accélération d'un équipement de levage (séisme ayant une période de retour de 200 ans combiné avec une VA de crue). 189

Figure K.1: Histogramme de l'échantillonnage LHS des 6 VA sélectionnées incluant les troncatures des PDF. 192

Figure L.1: Spectre de réponse pour différents niveaux d'amortissement pour le seisme du saguenay (1988). 193

Figure M.1: Exemple de boite à moustache générée sous Matlab. 194

Figure P.1: Comparaison du FSG, du glissement et de l'aire fissurée selon la prise en compte de la cumulation de l'aire fissurée. 197

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

La liste des sigles et abréviations présente, dans l'ordre alphabétique, les sigles et abréviations utilisés dans le mémoire ou la thèse ainsi que leur signification. En voici quelques exemples :

Sigles

2D	Bidimensionnel
3D	Tridimensionnel
ANCOLD	Australian National Committee on Large Dams
ALARP	As Low As Reasonably Possible
CDA	Canadian Dam Association
CDF	Cumulative Distribution Function
CEC	China Electricity Council
CNRC	Conseil National de Recherches du Canada
CFBR	Comité Français des Barrages et Réservoirs
DOE	Design of Experiments
EPRI	Electric Power Research Institute
Fcurve	Fragility curve
FORM	First Order Reliability Method
HQ	Hydro-Québec
ICOLD	International Commission on Large Dams
JCSS	Joint Committee on Structural Safety
LHS	Latin Hypercube Sampling
LN	Distribution lognormale
MC	Monte Carlo
MLE	Maximum Likelihood Estimation
N	Distribution normale
PCE	Polynomial Chaos Expansion

PDF	Probability Density Function
PMF	Probable Maximum Flood
PMCD	Probabilistic Model Code for concrete Dams
SF	Safety Factor
SORM	Second Order Reliability Method
SPANCOLD	Spanish Committee on Large Dams
USACE	United States Army Corps of Engineers
USBR	United States Bureau of Reclamation
USCOLD	United States Committee on Large Dams

Abréviations

AMDEC	Analyse des Modes de Défaillance, de leurs Effets et de leur Criticité
APR ou PGA	Accélération de pointe au rocher (« Peak Ground Acceleration »)
CoV	Coefficient of Variation
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada
CV	Cross Validation
EF ou FE	Éléments finis (« Finite Elements »)
ELS	État Limite de Service
ELU	État Limite Ultime
FSG ou SSF	Facteur de sécurité au glissement
IDA	Analyse dynamique incrémentale
L	Composante longitudinale d'un séisme
LOOCV	Leave-One-Out Cross Validation
MDE	Maximum Design Earthquake
OBE	Operating basis earthquake
PSA	Seismic probabilistic safety assessment

RMSE	Root Mean Squared Error
RP	Période de retour (« *Return Period* »)
SBE,OBE	Séisme de base d'exploitation, Operational Basis Earthquake
SMD	Séisme maximal de dimensionnement
T	Période de vibration
T	Composante transversale d'un séisme
UHS	Uniform Hazard Spectrum (Spectre de calcul à probabilité de dépassement uniforme)
V	Composante verticale d'un séisme
VA	Variable Aléatoire
V&V	Validation & Vérification

<u>Symboles</u>

A	Aire d'une section
A_c	Aire comprimée d'une section
A_i	Aire tributaire d'une masse de Westergaard
B	Profondeur du nez des piliers
C,c	Cohésion
d	Largeur d'un pilier d'évacuateur de crues
d_e	Variation de hauteur d'eau
Dh	Ouverture de la vanne
E_{long}, E_{trans}, E_V	Composantes longitudinale, transversale et verticale d'un séisme
e_x, e_y	Excentricité d'une charge axiale par rapport au centroïde d'une section selon les axes x et y
E_c, E_{st}	Module de Déformation du béton et de l'acier
f'_c	Résistance en compression
f_t	Résistance en traction

f_y	Valeur moyenne « expected » de la limite élastique de l'acier
H	Hauteur de l'eau dans le réservoir
h_1, h_2, h_3	Hauteur des masses du modèle d'Epstein
I	Pression de glace statique
I_{max}	Pression de glace statique maximum
I_{impact}	Charge de l'impact du bloc de glace
I_x, I_y	Moments d'inertie de la section par rapport aux axes x et y
K_4', K_6', K_8'	Constantes du modèle d'Epstein
L	Demie distance entre deux piliers
L	Longueur d'une faille (modèle SBM)
m_1, m_2, m_3	Masses du modèle d'Epstein
m_i	Masse de Westergaard
M_x, M_y	Moments de flexion par rapport aux axes x et y
N_f, N_r	Force de traction appliquée et résistance à la traction
P	Force axiale verticale appliquée sur une section
R^2	Coefficient de détermination
R^2_{ajust}	Coefficient de détermination ajusté
R_f	Facteur de réduction sur les périodes
S_f	Facteur de réduction sur les accélérations spectrales
tan(φ)	Coefficient de friction
V_f, V_r	Force de cisaillement appliquée et résistance à l'effort tranchant
V_x, V_y, $V_{rés}$	Forces horizontales utilisées pour le calcul du facteur de sécurité au glissement
z_i	Hauteur des masses de Westergaard
γ_c, γ_{st}	Poids volumique du béton et de l'acier
ν_c , ν_{st}	Coefficient de Poisson du béton et de l'acier

ρ_w	Masse volumique de l'eau
σ_z	Contrainte normale
Φ	Angle de friction
θ_{impact}	Angle de l'impact du bloc de glace

LISTE DES ALGORITHMES ET DES MATRICES

Algorithme 1 : Pseudo-code du diagramme Tornado appliqué à un modèle SAP2000 d'évacuateur de crue. 18

Algorithme 2 : Pseudo-code de l'algorithme adaptatif couplant le métamodèle et le modèle EF. 148

Matrice 3.1 : Matrice de corrélation des paramètres d'acier (JCSS, 2001). 69

Matrice 5.1 : Matrice de corrélation des VA du métamodèle. 127

Matrice 5.2 : Corrélation des échantillons LHS générés sans troncature.....128

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Déformées des modes fondamentaux de l'évacuateur de crue 177

Annexe B – Photographies de l'ouvrage étudié 178

Annexe C – Accélérogrammes longitudinaux, transversaux et verticaux pour les périodes de retour [200, 500, 1 000, 2 500, 5 000, 10 000 ans] 179

Annexe D – Comparaison des periodes de vibration en fonction du module de deformation du beton 182

Annexe E– Details des calculs du pdf de crue 183

Annexe F – Commentaires sur le calcul du spectre par interpolation lineaire.....184

Annexe G – Comparaison de l'influence d'une distribution normale ou lognormale pour le coefficient de friction « résiduel ».....185

Annexe H – Verification des ancrages : exemples de calculs.....187

Annexe I – Scenario d'un séisme OBE combiné avec un épisode de crue.....188

Annexe J – Formulation du probleme de fiabilite : details des blocs de defaillance 190

Annexe K – Validation de l'échantillonnage LHS pour le cas de distributions tronquées.....191

Annexe L – Spectre de réponse pour différents niveaux d'amortissement pour le seisme du saguenay (1988) 193

Annexe M – Utilisation des boites à moustache (boxplot dans la littérature).....194

Annexe N – Polynomial Chaos Expansion : revue théorique en bref.....195

Annexe O – Développement d'une analyse multicritère par agrégation pour la sélection des VA 196

Annexe P – Comparaison du glissement et du facteur de sécurité pour une aire cumulée ou non 197

Annexe Q - Architecture du code Matlab utilisé.....198

Annexe R – Contraintes maximales et aux quatre coins de la section.....200

AVANT-PROPOS

Ce travail de recherche et développement a été mené dans le contexte universitaire. Bien que de nombreuses vérifications ont été effectuées, l'auteur ne peut pas être tenu responsable de l'exactitude des résultats présentés. Les résultats des analyses structurales décrits dans au chapitres 3 à 6 de ce mémoire le sont à titre indicatif seulement, ces résultats ne doivent donc pas être utilisés dans le cadre de l'étude de la sécurité structurale d'un aménagement hydro-électrique en particulier.

RAPPORT EN RÉALITÉ AUGMENTÉE : MANUEL

Ce rapport contient des *easter egs*, autrement dit des contenus cachés supplémentaires, visibles uniquement grâce à la technologie de la réalité augmentée. Seule une partie des figures et tableaux présentera ce contenu supplémentaire.

Pour profiter de ce contenu additionnel, vous devez suivre les 4 étapes suivantes (*Temps estimé : 2 minutes*) :

(1) Téléchargez l'application HP Reveal (100% gratuite) sur votre smartphone ou iPad. (Disponible sur App Store et Android)

(2) Une fois installée, créez rapidement un compte en remplissant adresse mail, nom d'utilisateur et mot de passe.

(3) Recherchez le compte **RLeclercq** et tapez sur « Follow » :

(3) Tapez sur le symbole suivant pour activer la caméra de votre smartphone :

(4) Survolez les figures du rapport pour mettre en action les vidéos.

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

Les barrages sont des ouvrages de génie civil nombreux avec plus de 59 000 grandes structures[1] implantées sur les cinq continents. Ces réalisations ont la particularité d'avoir des durées de vie attendues bien supérieures à 100 ans si bien que le parc d'ouvrages actuel est vieillissant avec une moyenne d'âge d'environ 50 ans[2] (CMB, 2000). Bien entretenu, ces ouvrages peuvent avoir des durées de vie exceptionnelles, comme c'est le cas du barrage en terre de Bahman en Iran, fonctionnel depuis le 1er siècle. Ainsi, longtemps dans une logique de construction, les propriétaires d'ouvrage ont changé de paradigme en adoptant une logique de maintenance et de réhabilitation sur des ouvrages vieillissants. Cette logique génère un besoin de méthode d'analyse de ces ouvrages, construits il y a longtemps avec des réglementations différentes et moins sévères. Qui plus est, les retours sur expérience et les avancées des domaines comme le génie parasismique, la dynamique des structures ou l'hydrologie imposent la considération d'aléas contre lesquels, la plupart des barrages n'ont pas ou mal été dimensionné.

Dans le même temps, ce sont des ouvrages complexes présentant un risque technologique majeur, parmi les plus importants du génie civil. Les accidents survenus par le passé nous rappellent l'enjeu d'une conception sécuritaire. Par expérience, les ingénieurs estiment à près d'une rupture annuelle sur 10 000 ouvrages pouvant ravager les zones avales qui, historiquement, se sont développées par la présence des barrages (ICOLD, 2005). Ce fut le cas par exemple de la rupture des 62 barrages en Chine en août 1975 durant une tempête extrême ayant causé la mort de plus de 26 000 personnes (Ru & Niu, 2001). Certes ces accidents ont des conséquences directes (pertes de vie humaine, coûts économiques) mais aussi sur le long terme en laissant une trace psychologique majeure, au point que ces catastrophes ont fait naitre de nouvelles exigences de la société civile. Ces exigences se traduisent par une volonté des autorités d'un affichage plus clair des risques avec de nouvelles

---

[1] *Grand Barrage* : Barrage d'une hauteur supérieure à 15 mètres, des fondations les plus basses à la crête, ou barrage dont la hauteur est comprise entre 5 et 15 mètres et qui retient plus de 3 millions de mètres cubes d'eau.

[2] Chiffre extrapolée depuis la date de publication (CMB, 2000)

réglementations. C'est le cas notamment de la Loi sur la sécurité des barrages du Québec qui a été publiée en 2000 puis récemment mise à jour en 2018 et qui demande explicitement le classement des risques (Gouvernement du Québec, 2018b).

Pourtant, les incertitudes intervenant dans l'analyse d'un évacuateur sont nombreuses, à la fois sur les paramètres de résistance (R), de modélisation et de chargement (L). Le changement climatique est un exemple de la variabilité des charges avec une augmentation attendue de la fréquence des aléas naturels. Ainsi, dans un contexte d'avancées scientifiques rapides et du réchauffement climatique, les décideurs et propriétaires d'ouvrages sont en demande d'outils d'aide à la décision pour intégrer une analyse fine des aléas et de leurs effets et ainsi permettre un plan de maintenance et de réhabilitation à la fois sécuritaire et économique.

1.2 Objectifs et problématique

Appliquée à des combinaisons restreintes, la conception des ouvrages suit une approche déterministe qui prend en compte de manière indirecte les incertitudes par le surdimensionnement et l'usage de coefficient de sécurité déterministe. Pour traiter l'incertitude de manière transparente et explicite, une nouvelle approche est nécessaire, basée sur les théories des probabilités. Or, les paramètres d'un barrage sont très nombreux (vieillissement, matériaux, comportement sismique …). Ce qui fait qu'à ce jour, les études probabilistes sur des ouvrages hydrauliques n'en sont qu'à leur prémisse. L'enjeu de ce mémoire est de proposer une approche progressive pour évaluer la vulnérabilité avec (1) une analyse déterministe, puis (2) une analyse de sensibilité pour finir avec (3) une analyse de fiabilité en utilisant des métamodèles. Basée sur des scenarii d'aléas combinés sur une plage d'intensité continue, l'analyse de fiabilité est complémentaire à la démarche traditionnelle en se concentrant sur les relations entre niveaux de performance et conséquence. Cette approche est appliquée pour qualifier les éléments vulnérables que sont les évacuateurs de crue en béton. Une étude de cas sera menée pour valider cette approche en prenant un ouvrage typique du Québec (cf. figure 1.1).

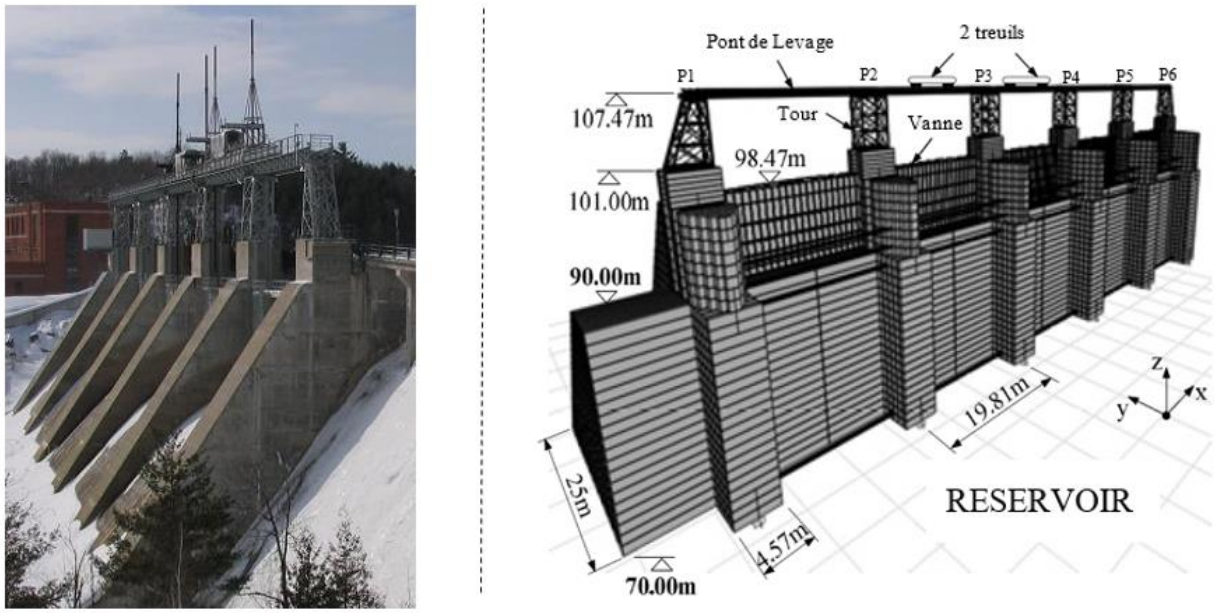


Figure 1.1 : Photographie et modèle EF de l'évacuateur de crue en béton étudié.

1.3 Méthodologie

Tout d'abord, six cours pertinents au sujet de la recherche ont été sélectionnés : analyse dynamique des structures (CIV6508), génie séismique (CIV6510), apprentissage automatique pour ingénieurs génie civil (CIV6540), analyse avancée des structures par éléments finis (CIV6502), fiabilité des structures et systèmes (CIV8530) et analyse non-linéaire des structures (CIV6953D).

Une revue de la littérature a par la suite été entreprise concernant les sujets suivants :

i. Les évacuateurs de crue : concepts, fonctions, performance historique et méthode de dimensionnement.

ii. Les aléas : définition et combinaisons.

iii. La comparaison des approches probabilistes et déterministes.

iv. La méthode d'analyse de sensibilité du diagramme *Tornado.*

v. Les méthodes de *surrogate model* et le *Kriging* en particulier.

Par la suite, une méthodologie a été développée pour quantifier la vulnérabilité des évacuateurs de crue avec vannes pour différents scenarii dont les aléas sismiques, de crue, de glace ainsi que

l'ouverture et le nombre de vannes. Un résumé de cette procédure est illustré à la figure 1.2 et est décrite en détail par la suite.

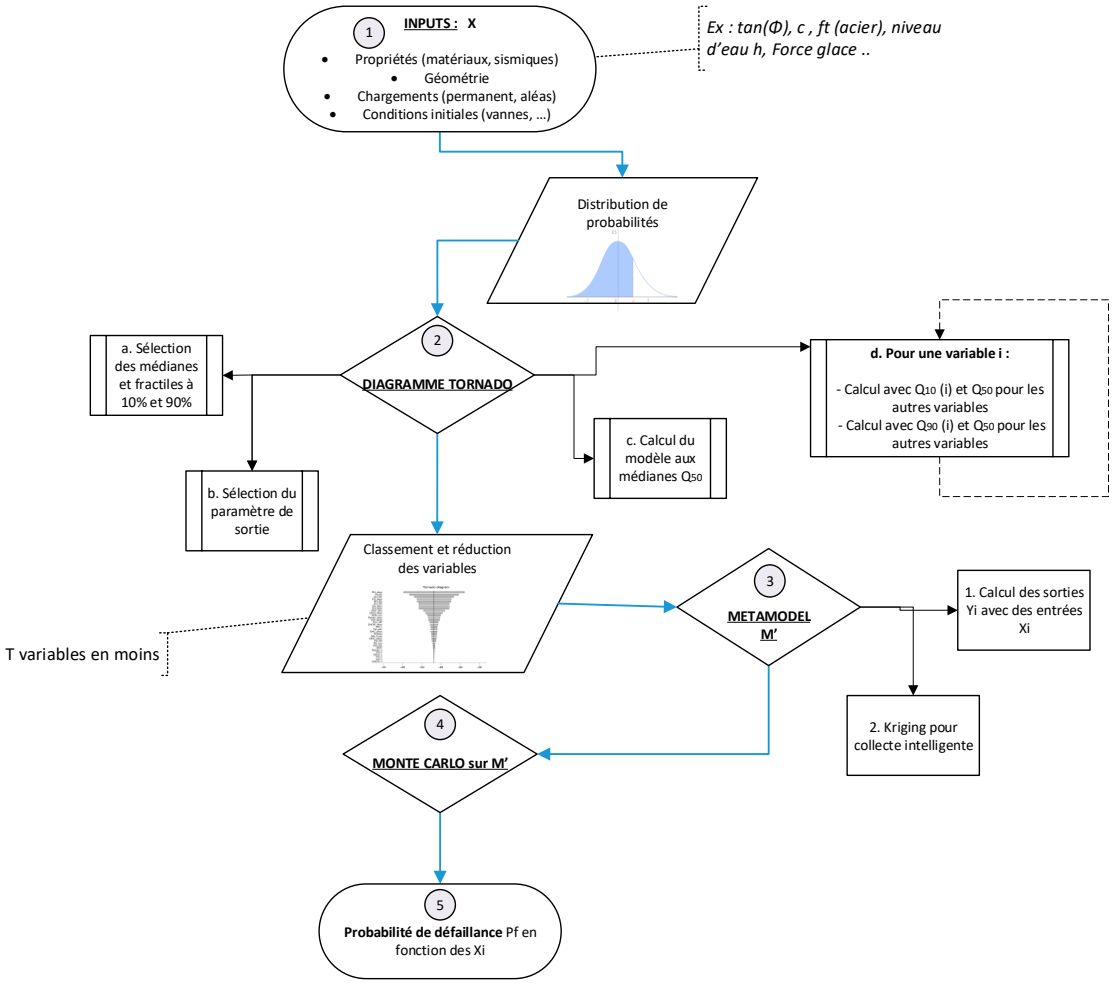


Figure 1.2 : Démarche générale du mémoire.

Pour réaliser ce projet, différents outils sont nécessaires pour le processus d'initiation, d'analyse et de traitement des données calculées. Le premier outil est le logiciel SAP2000, sur lequel est réalisé le modèle éléments finis de la structure de l'évacuateur. Le fichier SAP2000 comportant le modèle éléments finis initialement développé par Limoges (2008) a été vérifié et adapté pour ce projet. Comme il est nécessaire de procéder à un nombre important d'analyses en faisant varier les paramètres, le logiciel SAP2000 est contrôlé par plusieurs programmes d'entrée MATLAB. Ces programmes définissent les distributions de probabilités des variables aléatoires choisies, effectuent ensuite un tirage aléatoire des variables aléatoires pour ensuite lancer le logiciel SAP2000 à l'aide de l'OAPI (*Open Application Programming Interface*).

Le post-traitement est encore une fois réalisé via le logiciel MATLAB. Pour la création du métamodèle, la boite d'outils UQLab développé par l'ETH Zurich sous la direction du professeur Bruno Sudret est utilisée (Marelli, Stefano & Sudret, 2014). Ce logiciel qui est conçu pour apporter des techniques et des algorithmes de quantification d'incertitude (UQ) de pointe sera utilisé pour échantillonner et pour générer le *surrogate model* grâce à la boite à outils « *Advanced Kriging* (aka *Gaussian process modelling*) ».

1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire est divisé en sept chapitres, incluant cette introduction.

Le second chapitre présente la revue critique de la littérature faisant état des connaissances à propos des performances historiques des évacuateurs de crue avec vannes, de la comparaison des approches déterministes et probabilistes pour traiter les incertitudes ainsi que des techniques d'apprentissage automatiques adaptées au problème de fiabilité des structures.

Le troisième chapitre propose une description de l'évacuateur de crue étudié et adresse des incertitudes aux paramètres de modélisation.

Au quatrième chapitre, une analyse de sensibilité déterministe avec la création de diagrammes Tornado a été conduite dans le but de classer l'impact des variables pour en réduire leur nombre.

Le cinquième chapitre comprend la sélection et la validation d'un métamodèle sur lequel une analyse de fiabilité pour quantifier la performance de l'ouvrage est conduite au sixième chapitre.

Enfin, les conclusions et recommandations complètent ce mémoire dans le septième chapitre.

CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Introduction

L'objectif de ce mémoire est de développer et d'appliquer une méthodologie pour estimer (quantifier), autant se faire que peu, la probabilité de défaillance d'un évacuateur de crue avec vannes selon différents scenarii. Ce chapitre présente les éléments de littérature fondamentaux qui constituent la base de ce travail. La revue de littérature débute par la description de l'objet de l'étude, l'évacuateur de crue avec vanne, avec un retour sur ses spécificités, ses fonctions et une revue de la performance historique de ces ouvrages. Une présentation de la démarche multi-aléas avec une revue spécifique des combinaisons d'aléas pris en compte dans la conception des évacuateurs est dressée. La comparaison des approches déterministes et probabilistes est réalisée avec un accent mis sur les méthodes de sensibilité (Tornado) et de résolution probabiliste utilisées pour le développement de ce mémoire (Monte-Carlo, Latin Hypercube). On y discute également des théories nécessaires à la construction des métamodèles et plus spécifiquement les méthodes du *Kriging* et *Polynomial Chaos Expansion*.

2.2 Généralités sur les évacuateurs de crue

2.2.1 Concepts et fonctions

Les évacuateurs de crue sont des ouvrages hydrauliques importants pour maitriser le niveau d'eau des barrages. Ces éléments ont pour fonction de réguler la hauteur d'eau en amont en envoyant le « trop plein » d'eau vers un bras de décharge pour étaler une crue quand le débit en amont provoque une montée d'eau très importante. En fonction de la fréquence prévue d'utilisation, l'évacuateur sera qualifié d'évacuateur de service (régulation continue ou fréquente), auxiliaire (utilisation moins fréquente) ou d'urgence (pour des crues extrêmes) et une marge de sécurité différente est attendue.

Les évacuateurs donnent donc une flexibilité pour le gestionnaire de l'ouvrage pour assurer la sécurité du barrage et éviter sa submersion. Encore davantage pour un barrage au fil de l'eau, cette flexibilité peut être primordiale dès lors que les turbines sont à l'arrêt. En effet, lorsque les turbines ne sont pas en marche, l'eau ne s'écoule généralement plus et le niveau d'eau monte

progressivement jusqu'à potentiellement causée la submersion de l'ouvrage. Le recours à l'ouverture des évacuateurs permet alors de garantir un débit et un niveau d'eau minimal en aval, nécessaire dans le cas d'activités touristiques par exemple (Choquette, Guilhermont, & Goyette Noël, 2010).

Cependant, du fait d'un fonctionnement rare, les évacuateurs de crue sont sensibles au vieillissement et ne sont pas toujours opérables en pratique. De plus, parfois conçus dans des années où l'hydrologie n'en était qu'à ses prémisses, ces ouvrages ont souvent été dimensionnés pour des crues avec des niveaux d'eau plus faibles que ceux d'aujourd'hui ou de demain. C'est pourquoi ces éléments sont largement documentés dans la littérature et font l'objet aujourd'hui, d'une attention particulière lors du dimensionnement de nouveaux ouvrages et de l'analyse des évacuateurs existants comme dans (Estes & Foltz, 2006; Kalantarnia, 2013; Lewin, Ballard, & Bowles, 2003; Limoges, 2008).

Pour un projet donné, de nombreux types d'évacuateurs de crue sont possibles en fonction du coût, de la topographie, de la hauteur de l'ouvrage, de la géologie et de l'hydrologie du site. Ils peuvent être contrôlés ou non, submergés ou non, au niveau de la crête ou non. Pour les ouvrages anciens comme c'est le cas dans notre étude, il est courant de trouver une vanne de type « Stoney », c'est-à-dire une vanne à ouverture verticale par un système de levage. L'opération de ces équipements requiert la présence d'une superstructure en acier ancrée sur la crête des piliers et constituée de tours et d'un pont permettant l'entreposage et la circulation des treuils (cf. figure 2.1).

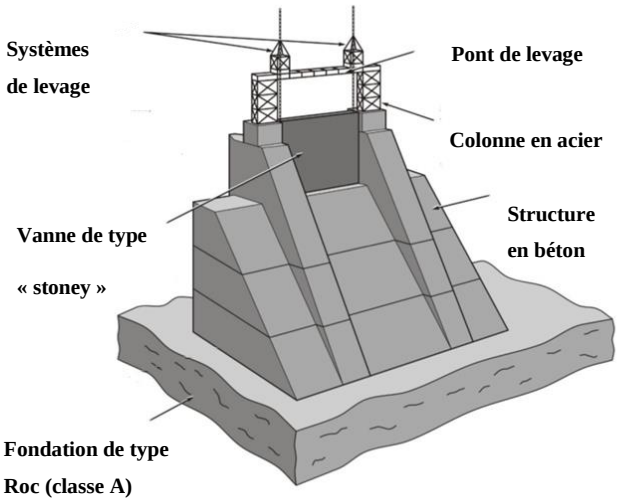


Figure 2.1 : Schéma fonctionnelle d'un évacuateur de crue avec vannes de type Stoney. Adapté de (Limoges, 2008).

2.2.2 Performance historique

Les évacuateurs de crue sont des éléments à la fois vulnérables car peu utilisés et essentiels pour la sécurité de l'ouvrage. L'objectif de cette partie est d'étudier la performance de ces ouvrages en recensant les données sur leurs accidents. Pour chacun d'eux, une cause principale a été sélectionnée. Il est important de noter que les données ne distinguent pas le type de matériau du barrage (remblai, maçonnerie, béton), ce qui influence en partie les résultats car il est admis que ces barrages ne présentent pas les mêmes modes de rupture. En effet, la submersion est la première cause de rupture pour les barrages en béton alors qu'il s'agit de l'érosion interne pour les barrages en remblai (ICOLD, 1995). Les incidents recensés sont ici agrégés sans considération du niveau de conséquence. Un incident occasionnant une inopérabilité de la vanne pendant une semaine a le même impact dans la figure 2.2 qu'une rupture totale de l'évacuateur ou de la vanne. Avec les 50 accidents recensés (dont 6 ruptures du barrage à cause d'aléas sur les évacuateurs), un graphique des défaillances récurrentes est dressé. Pour plus d'informations sur ces accidents, le lecteur intéressé peut se référer entre autres à (Graham & Hilldale, 2001; Lewin, 2001; Lewin et al., 2003; Saxena & Sharma, 2004).

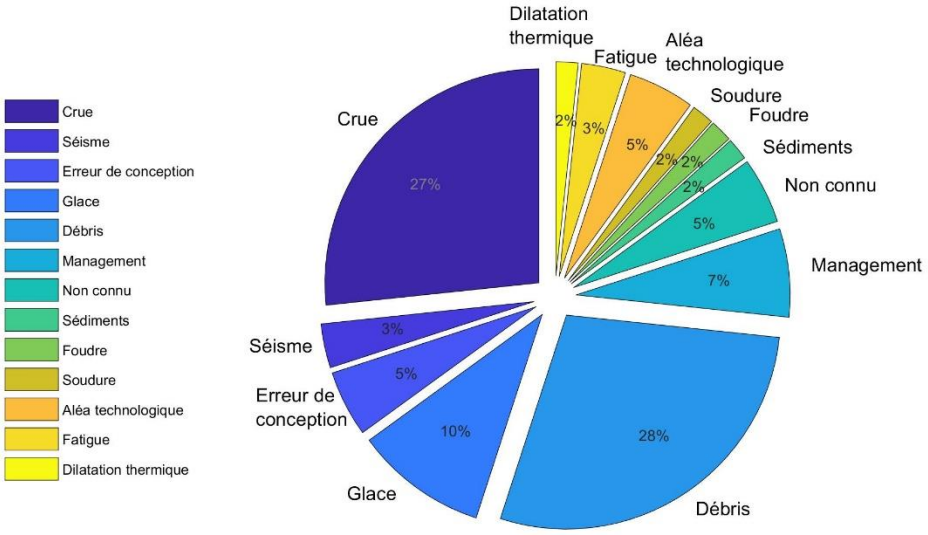


Figure 2.2 : Causes principales des défaillances/incidents des évacuateurs de crue avec vannes.

Avec respectivement 27% et 28% des causes principales d'incident, il est clair que la crue et l'accumulation de débris sont les principaux aléas auxquels sont sensibles les évacuateurs avec vannes. Dans les deux cas, ces aléas impliquent une inopérabilité des vannes due à une rupture de l'alimentation électrique des treuils pour la crue et à un blocage des équipements de levage pour les débris. L'incapacité d'ouverture des vannes est une vraie problématique qui peut conduire en cas de montée des eaux à une submersion de l'ouvrage.

Le chargement de glace est le troisième aléa le plus fréquemment observé (10%). Ce chargement comprend à la fois la pression du couvert de glace et l'impact d'un bloc flottant. La présence de glace est à la fois problématique pour l'opérabilité des vannes mais aussi à cause des déformations occasionnées par le gel de l'eau dans les équipements. Pour pallier ce problème, l'utilisation de vanne dite « chauffante » est une solution aujourd'hui couramment employée. Le tableau 2.1 présente les accidents survenus dans les pays nordiques présentant des problématiques proches de celles rencontrées au Canada. En effet, ces pays font face aux problématiques de chargement de glace, au cycle gel/dégel et aux problématiques liées aux débâcles printanières.

Certes, les événements sismiques sont rares et, jusqu'à présent, des dommages relativement mineurs ont été signalés pour les barrages en béton, à l'exception de la défaillance de deux portes du barrage de Shih-Kang causée par des mouvements de failles lors du tremblement de terre de Chi-Chi en 1999 à Taiwan (Wieland, 2014). Néanmoins, les propriétaires de barrages doivent démontrer aux organismes de réglementation gouvernementaux la sécurité parasismique des

évacuateurs. Dans l'étude exploratoire développée dans ce mémoire, l'accent sera mis sur l'évaluation de la sécurité sismique en matière de fiabilité des déversoirs à porte.

Tableau 2.1 : Incidents recensés sur les évacuateurs de crue avec vannes dans les pays nordiques

Type de défaillance	Mode de défaillance	Aléa Principal	Aléa secondaire	Nom du barrage	Type	Pays	Date	Références
Rupture du barrage à cause d'un problème lors de l'ouverture des vannes	Vanne inopérante	Crue	Management	Tirlyan Dam	Béton	Russie	1994	(Reynolds & Hindley, 1994)
Problème structurel des vannes (2 ruptures de vannes)	Rupture fragile	Glace	-	Svir	Béton	Russie	1952	(Freishist, Rozina, & Rakhmanova, 1976)
	Rupture fragile	Glace	-	Siberian Dam	Béton	Russie	1958	(Freishist et al., 1976)
Endommagement du système de levage	Rupture de la vanne	Débris	Management	Guernsey Dam	Terre	USA	1986	(Graham & Hilldale, 2001)
	Clapet anti-retour défaillant	Sédiments	-	Cresta Dam	Béton	USA	1997	(Graham & Hilldale, 2001)
	Moteur inopérable	Foudre	Crue	Upriver Dam	Béton	USA	1986	(Graham & Hilldale, 2001)
	Rupture des freins	Aléa technologique	-	NC	NC	Suède	NC	(Lewin, 2001)
	Chaine de levage endommagée	Glace	-	Seton	Béton	Canada	1989	(Lemos & Lemos, 2000)
	Toron de levage rompu	Fatigue	-	NC	NC	Canada	NC	(Lewin, 2001)
	Toron de levage rompu	Fatigue	-	NC	NC	Canada	NC	(Lewin, 2001)
	Porte bloquée	Non connu	-	NC	NC	Canada	NC	(Lewin, 2001)
Problèmes d'opérabilité des vannes	Vanne inopérante	Glace	-	NC	NC	Canada	NC	(Watson, 1997)
	Vanne inopérante	Glace	-	NC	NC	Suède	NC	(Lewin et al., 2003)
	Vanne inopérante	Glace	-	NC	NC	USA	NC	(Lewin et al., 2003)
Blocage des évacuateurs à cause des débris	Vanne inopérante	Débris	Crue	Saguenay (Chute Garneau Dam)	Béton	Canada	1995	(Leger, Lariviere, Palavicini, & Tinawi, 2000)
	Vanne inopérante	Débris	-	Jordan River	Béton	Canada	NC	(Lewin et al., 2003)
	Vanne inopérante	Débris	-	Revelstoke	Béton	Canada	NC	(Lewin et al., 2003)
	Vanne inopérante	Débris	-	La Joie	Terre	Canada	NC	(Lewin et al., 2003)
	Vanne inopérante	Débris	-	Alouette	Béton	Canada	NC	(Lewin et al., 2003)
	Vanne inopérante	Débris	-	Lachute Dam	Béton	Canada	1987	(Lewin et al., 2003)
	Vanne inopérante	Débris	-	Lake Lynn Dam	Béton	USA	1985	(Lewin et al., 2003)
	Vanne inopérante	Débris	-	Palagendra Dam	Béton	Suisse	1978	(Lewin et al., 2003)
	Vanne inopérante	Débris	-	Vinkelfallet	Béton	Suède	1992	(Lewin et al., 2003)

NC : Non communiqué

Les résultats recensés montrent une grande diversité des causes principales de ruptures. Cette diversité illustre la difficulté de rédiger des guides de conception « universels » pour les évacuateurs, c'est-à-dire intégrant l'intégralité des scenarii possibles. Qui plus est, la vision d'une cause unique est simplifiée et c'est beaucoup plus l'interaction de causes multiples qui est responsable d'un accident ou d'une rupture. Les causes peuvent être autant des problèmes de gestion, électriques, mécaniques, hydrologiques que structurales. Ce fut le cas récemment à l'évacuateur de crue d'Oroville en février 2017. Selon le rapport indépendant réalisé (France et al.,

2018), l'accident ayant entrainé l'évacuation de 188 000 personnes est du à « *une interaction complexe de facteurs physiques, humains, organisationnels et industriels relativement communs, depuis la conception du projet jusqu'à la fin de l'incident* ». Les facteurs physiques cités dans le rapport sont :

- Vulnérabilités inhérentes à la conception des évacuateurs de crue et aux conditions de construction, et détérioration subséquente de la dalle de la goulotte,
- Mauvaises conditions de fondation des déversoirs dans certains endroits.

En plus d'être soumis à de très nombreux aléas, l'étude de Yasuda et Watanabe (2017) recense une augmentation du nombre d'incidents survenus sur les centrales hydroélectriques au Japon. Parmi eux, les phénomènes de crues sont les événements ayant le plus augmentés à cause de l'intensification des pluies selon les chercheurs. Les auteurs mettent en avant une intensification des aléas naturels qui seraient selon eux due au dérèglement climatique.

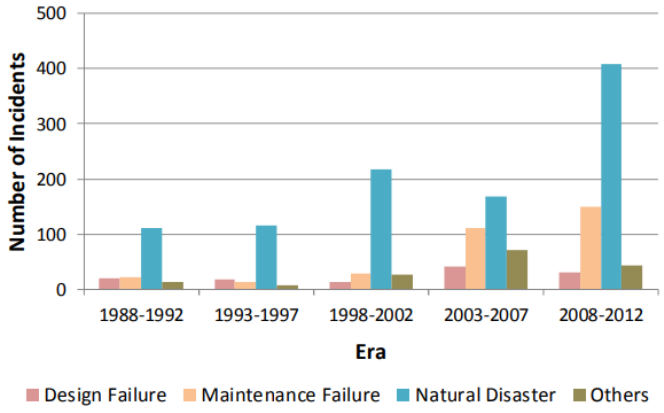


Figure 2.3 : Tendances du type d'incident sur les centrales hydroélectriques au Japon depuis 1988 (Yasuda & Watanabe, 2017).

Pour améliorer la conception des ouvrages, les rapports d'incidents sont une source d'informations très riches car comme le dit Londe (1980) « l'histoire de la construction de barrages, depuis l'aube de la civilisation, est une longue série d'échecs. L'homme apprend peu du succès mais beaucoup de ses échecs ». À l'image du bulletin 99 (ICOLD, 1995) ou du rapport de Regan (2010), les analyses statistiques sont d'autres outils qui complètent les rapports d'incidents à une échelle plus grande pour tirer des comparaisons. Ces deux échelles d'analyses permettent d'identifier les mécanismes de défaillance et de proposer des plans de maintenance adaptés. En cause dans un tiers des accidents graves imputables aux ouvrages annexes (ICOLD, 1995), les organes de déversement doivent faire

l'objet d'une attention spécifique et doivent régulièrement être réévalués en fonction de l'état de connaissances des disciplines sur les nombreux aléas.

2.3 D'une approche d'aléas indépendants à une approche multi-aléas

2.3.1 Aléas : définition et représentation

L'aléa est à la base du calcul de vulnérabilité d'un système. Il est défini comme un événement, une action ou un état de nature potentiellement dangereux (Ellingwood, 2006). Dans la pratique moderne de l'ingénierie structurelle, l'aléa est généralement quantifié par sa probabilité annuelle ou son taux d'occurrence moyen.

Lors de l'analyse, les échelles de temporalité et d'espace sont à définir de manière précise. En effet, pour une grande échelle temporelle ou spatiale, de nouveaux aléas doivent être considérés car leurs effets ne sont plus non négligeables. C'est le cas notamment du dérèglement climatique. Pour les barrages hydroélectriques de l'Est Canadien, selon le rapport de Clavet-Gaumont et al. (2017), la crue maximum probable (CMP) va généralement augmenter avec une variation dépendant beaucoup selon le bassin versant et le scenario climatique utilisé. Les incertitudes sur les résultats obtenus sont très grandes avec une variabilité comprise entre -25% et +90% sur la CMP. Les auteurs justifient cette augmentation par une intensification des pluies intenses supérieure à la fonte du niveau de neige attendu.

Pour une étude structurale sur un ouvrage, la sélection des aléas est une étape majeure. En effet, il est improbable qu'un ouvrage soit soumis à l'ensemble des aléas possibles durant sa durée de vie, il convient donc à l'analyste de choisir les aléas pour son étude. Cette sélection dépend de nombreux paramètres : le niveau de précision de l'étude, les compétences de l'analyste, les objectifs de l'étude ou encore de l'échéancier.

2.3.2 Combinaison des aléas

Bien que toujours nécessaire pour ne pas démultiplier les combinaisons d'aléas, la sélection des combinaisons est moins importante aujourd'hui qu'elle ne devait l'être avant le développement du calcul informatique. En effet, même si les ingénieurs avaient connaissance d'autres aléas à prendre en considération, la difficulté des calculs à la main ou sur des machines peu performantes restreignaient les choix. Manuellement, il ne fallait pas moins de 6 à 8 semaines à un binôme

d'ingénieur pour réaliser l'analyse d'une combinaison. Dès lors, seules les analyses prioritaires étaient conduites en se basant sur les retours sur expérience et les jugements des experts (USBR, 2002). Qui plus est, pour les structures hydroélectriques, les combinaisons sont plus complexes que celles des autres ouvrages. Cela est dû non seulement à la plus grande variation des types de charges, mais aussi aux interactions fluide-structure, notamment pour un calcul dynamique.

Les guides de conception utilisés pour les évacuateurs de crue limitent encore le nombre d'analyse. Dans cette revue de littérature, seules les combinaisons incluant l'aléa sismique seront étudiées car l'emphase du développement de ce mémoire sera mise sur cet aléa comme événement principal. Une revue de littérature des combinaisons sismiques pour des évacuateurs a été faite incluant les propositions de SNC Lavalin (2013), CDA (2006), le manuel utilisateur CADAM (2017), USACE (2014) ainsi que USBR (2014). Dans l'ensemble de ces guides, les combinaisons sont considérées comme extrêmes avec des exigences d'état limite ultime (non perte de vie humaine, non libération du réservoir).

Tableau 2.2 : Revue de littérature des combinaisons de charges incluant l'aléa sismique pour les évacuateurs de crue.

Combinaisons	Séisme	Poids propre (Matériaux et équipements)	Poids de l'eau et des sédiments (vertical)	Charge latérale d'eau	Sédiments	Charge de neige et de glace	Charge vive	Charge de température	% Drainage	État des vannes	Orientation	Reference
Cas 1	1	1.2	1.2	-	-	0.2	1	-	Non précisé	Non précisé	Non précisé	(USBR, 2014)
Cas 2	1	0.9	0.9	1.6	1.6	-	-	-	Non précisé	Non précisé	Non précisé	(USBR, 2014)
Cas 3	1	1.2	1.2	1.2	-	-	-	-	Non précisé	Fermées	Non précisé	(USACE, 2014)
Cas 4	1 (SMD)	1	1	Hn	-	-	-	-	0.67	Fermées	1H / 1:3V et 1V / 1:3H	(SNC Lavalin, 2013)
Cas 5	1 (OBE)	1	1	Hn	-	150 kN/m	-	-	0.67	Fermées	1H / 1:3V et 1V / 1:3H	(SNC Lavalin, 2013)
Cas 6	1 (SMD)	1	1	Hn	1	-	-	-	Non précisé	Non précisé	1H / 1:3V et 1V / 1:3H	(CADAM, 2017)

Légende : H_n : niveau normal d'exploitation du bief amont; SMD : Séisme Maximal de dimensionnement ; OBE : Séisme Opérationnel ; Les coefficients sont les coefficients partiels de sécurité à inclure dans l'analyse.

L'ensemble des combinaisons est limité avec au plus deux périodes de retour sismique : une période correspond au Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD) et une seconde pour le Séisme de Base d'Exploitation (SBE, OBE). Plus de détails sur les séismes SMD et OBE sont donnés à la section 3.3.2.1. De plus, les aléas secondaires comme la glace ou les sédiments sont considérés à une valeur nominale unique; valeur avec de nombreuses incertitudes. L'approche probabiliste permet d'intégrer directement cette variabilité pour garantir avec davantage de précision le calcul de stabilité.

2.4 Comparaison des approches déterministes et probabilistes pour l'évaluation d'une marge de sécurité

2.4.1 Analyse déterministe

Les ingénieurs de barrages ont toujours été conscients des incertitudes dans les chargements et les paramètres, et les ont prises en compte soit de manière intuitive, soit, indirectement, en utilisant les méthodes largement acceptées de l'analyse traditionnelle comme les coefficients de sécurité ou le surdimensionnement. Cette approche déterministe est la démarche de référence dans la conception des structures de génie civil et a été largement utilisée dans le dernier siècle comme dans (Ellingwood, 1994), (Schneider, 2006) ou (Faber, M., 2006). L'analyse de vulnérabilité déterministe utilise une valeur unique pour identifier chaque action. Même si la variable fait référence à une probabilité, la valeur de calcul sera unique. Pour la crue par exemple, seule la crue PMF avec une période de retour fixée sera considérée.

Pour ce type d'analyse, le critère de stabilité structurale est vérifié dès lors que la résistance R est plus grande que la sollicitation L (R > L). Dans le cas où la résistance est plus petite qu'anticipée, il peut y avoir défaillance de l'ouvrage. Or, la prédiction des paramètres de chargement et de résistance n'est pas exacte (Ellingwood, 1994). Pour se prémunir des incertitudes, les codes de conception ont généralisé l'usage de facteurs de sécurité tel que FS = R/L qui sont définis pour intégrer à la fois les incertitudes aléatoires et épistémiques. La détermination de ces facteurs de sécurité est complexe et relève à la fois d'empirisme, de modèles théoriques et du jugement de l'ingénieur. L'exemple du facteur de sécurité au glissement et des valeurs admissibles dans les guides est documenté à la section 3.4.1.1.

Aujourd'hui encore, la méthode déterministe est la référence pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. En effet, son usage est plus simple et nécessite moins d'informations d'entrée qu'une approche probabiliste. Qui plus est, cette méthode a fait ses preuves car le nombre de défaillance des barrages est faible et continue de diminuer. Enfin, selon Doorn et Hansson (2011), cette approche permet de prendre en compte les incertitudes résiduelles, c'est à dire les incertitudes que l'on ne connait pas et qui peuvent être négligées dans une approche probabiliste. Bien qu'efficace, il est difficile de garantir un même niveau de risque pour différents scénarii en fonction de la nature du problème et de l'expérience du concepteur (Donnelly, 2015). De plus, à

cause de l'utilisation de variables discrètes, le nombre de cas de charges à l'étude est limité. Les combinaisons de charges se font alors pour les cas usuels, inhabituels ou extrêmes. Selon Ruggeri (2004), ces 3 types de combinaisons suivent les spécifications suivantes :

- *Charges usuelles* : Les charges usuelles impliquent une série d'événements possibles pouvant survenir pendant la durée de vie du barrage comme les pressions hydrostatiques en fonctionnement normal, la perte d'efficacité des équipements installés (système de drainage, portes, etc.), les charges statiques ou dynamiques générées par l'utilisation d'équipements externes, etc. La plage de période de retour des évènements est estimée entre 1 et 10 ans (USACE, 2014).
- *Charges inhabituelles* : La catégorie de charge inhabituelle représente des conditions opérationnelles peu fréquentes nécessitant un niveau de performance défini et que l'on peut raisonnablement attendre pendant la durée de vie du projet. Les critères de conception pour la catégorie de charge inhabituelle s'appliquent aux cas de charge avec une charge prédominante ayant une période de retour moyenne (Tr) comprise entre 10 et 300 ans (USACE, 2014).
- *Charges extrêmes* : La catégorie de charge extrême représente des conditions possibles qui ont très peu de chances de se produire durant la durée de vie de l'ouvrage. Les critères de conception pour les cas de charge extrême s'appliquent si la charge prédominante (ou les charges complémentaires) a une période de retour moyenne (Tr) supérieure à 300 ans. Les événements extrêmes comprennent les tremblements de terre, les inondations ou les impacts de navires (USACE, 2014).

Bien que le taux de défaillance des ouvrages soit faible, l'approche déterministe souffre de plusieurs problèmes dont le traitement des charges de manière égal, la prise en compte identique des incertitudes de résistance et de capacité qui sont agrégés dans un facteur de sécurité. Qui plus est, la comparaison avec la fiabilité d'autres structures est impossible car les valeurs des marges de sécurité sont propres aux évacuateurs de crue.

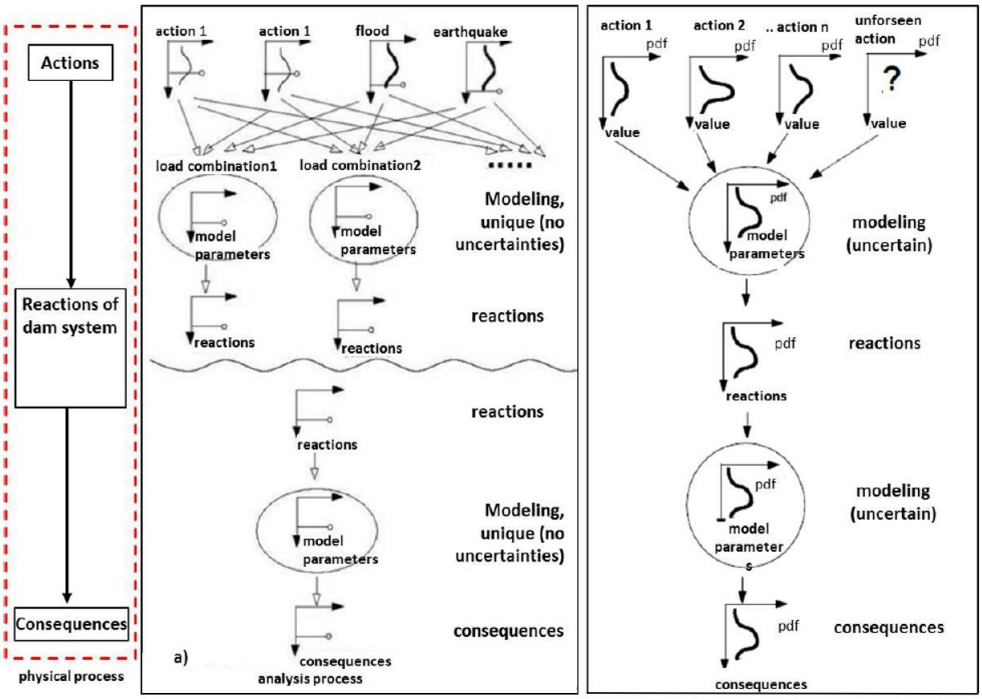


Figure 2.4 : Comparaison des modélisations de la vulnérabilité par a) l'approche déterministe et b) la démarche probabiliste (Kalinina, Spada, Marelli, Burgherr, & Sudret, 2016).

2.4.2 Analyse de sensibilité déterministe : le cas des diagrammes Tornado

Les analyses de sensibilité sont recommandées lorsqu'il y a de nombreuses variables grâce à la vérification de l'influence de chacune d'elle. Les diagrammes de Tornado sont un exemple de méthode de sensibilité déterministe proposée par Howard (1988) dans le domaine économique pour des théories d'aide à la décision. Cet outil est aujourd'hui utilisé dans de nombreux domaines de l'ingénierie car il permet une classification et une sélection efficace des variables prépondérantes via un processus de calcul déterministe (ou semi-déterministe si les variables d'entrées sont des PDF). En effet, cette méthode détermine l'impact de la variation d'un paramètre d'entrée sur les résultats en sortie. Elle consiste en un ensemble de barres horizontales où la longueur de chaque barre représente la sensibilité de sortie à une variable d'entrée donnée. Ces barres sont affichées dans l'ordre décroissant de la longueur de la barre du haut vers le bas. L'arrangement de ces barres du plus large au plus étroit ayant une forme de tornade, ce qui lui a donné son nom (Lee, 2005).

Le principe de la méthode est simple. (1) La première étape est de sélectionner la valeur médiane, le premier et dernier fractile (10% et 90%) de chaque variable aléatoire (VA). (2) Une première analyse est générée avec l'ensemble des variables d'entrée fixées à leur médiane. (3) Ensuite, pour

chaque variable aléatoire d'entrée, la fonction déterministe est évaluée deux fois, en utilisant les deux valeurs extrêmes de la variable aléatoire d'entrée sélectionnée, tandis que les autres variables aléatoires d'entrée sont définies à leurs médianes. Ainsi, pour n variables aléatoires d'entrée, il faut réaliser au total 2n+1 analyses.

$$\begin{aligned} \Delta_i^{10\%} &= f\left(X_j^{médiane}, X_i^{10\%}\right), i = VA, \forall j \neq i \\ \Delta_i^{90\%} &= f\left(X_j^{médiane}, X_i^{90\%}\right), i = VA, \forall j \neq i \end{aligned} \tag{2.1}$$

Enfin, la plage de chaque variable est calculée puis classée telle que :

$$\Delta_i^{pivot} = \left|\Delta_i^{10\%} - \Delta_i^{90\%}\right| \tag{2.2}$$

Les principales étapes d'analyses sont résumées à la figure 2.5.

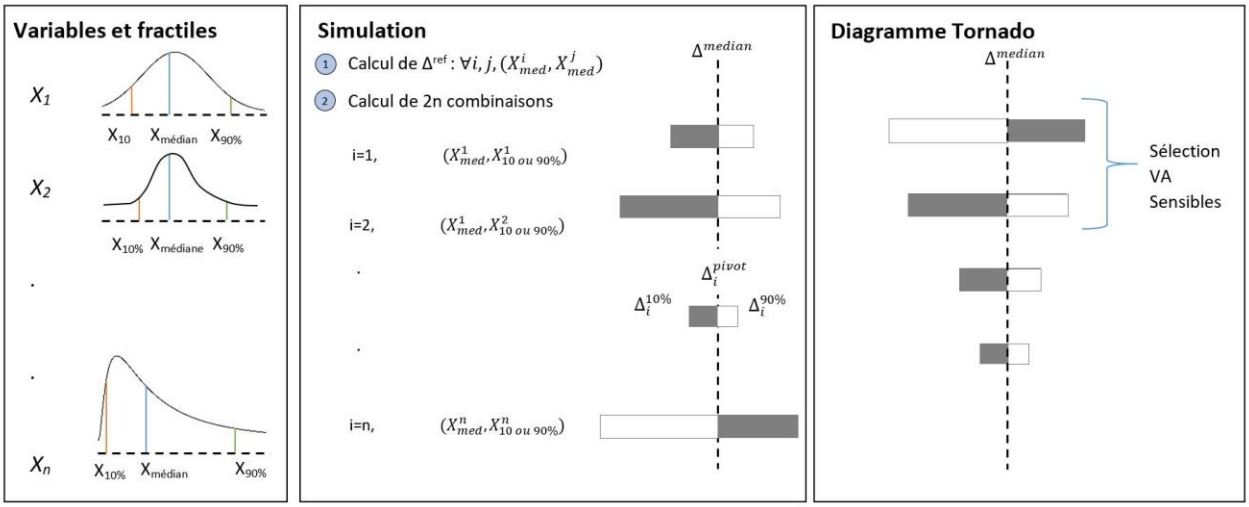


Figure 2.5 : Principe de la méthode d'obtention du graphe Tornado.

Même si d'autres méthodes plus complexes existent (méthode Sobol, Morris, *spiderplot*, …), la méthode des diagrammes de Tornado est efficace car elle est simple, visuelle et permet de conserver les résultats d'analyses comme échantillons pour la construction du métamodèle (Clemen & Reilly, 2013).

Algorithme 1 : Diagramme Tornado

```
Calcul du tableaux des médianes tab_med;
Exécuter modèle EF ∀ VA à leur médiane Q50;
Pour i allant de 1 à n … Faire
    Calculer le fractile à 10% x10 (i);
    Calculer le fractile à 90% x90 (i);
    Définir un tableau des médianes des n-1 autres VA  tab_med(i) à partir de tab_med;
    Exécuter modèle EF pour les valeurs (x10 (i), tab_med(i));
    Exécuter modèle EF pour les valeurs (x90 (i), tab_med(i));
    i=i+1;
Fin
```

Algorithme 1 : Pseudo-code du diagramme Tornado appliqué à un modèle SAP2000 d'évacuateur de crue.

2.4.3 Analyse probabiliste

Une deuxième avenue est possible pour évaluer la performance de l'ouvrage, il s'agit de l'approche probabiliste. Selon le bulletin n° 130 de ICOLD (2005), l'approche probabiliste est combinable et complémentaire avec la méthode déterministe. En effet, si l'information des résultats probabilistes est plus riche, il est encore aujourd'hui difficile de réaliser une étude exhaustive pour concevoir la sécurité d'un évacuateur selon l'ensemble des scenarii.

2.4.3.1 Définition

À l'inverse de l'approche déterministe, la démarche probabiliste requiert le traitement de chaque action comme une fonction continue qui associe à la distribution une probabilité d'occurrence. Cette fonction est la densité de probabilité notée PDF (*Probability Density Function*) et permet de traiter les paramètres comme des entrées incertaines en intégrant les incertitudes directement au processus d'évaluation du modèle (Kalinina et al., 2016). Les incertitudes sont propagées à travers le système pour obtenir une estimation quantitative de la probabilité de défaillance p_f. En outre, le risque peut être évalué en agrégeant un modèle de conséquences sur l'ensemble de la zone considérée et en incluant les aspects sociologiques et politiques. Dans ce projet, seule la vulnérabilité de la stabilité structurale des évacuateurs est étudiée.

Le principal avantage de la méthode probabiliste est de répondre directement à l'objectif crucial de l'ingénierie de la sécurité, à savoir la réduction de la probabilité d'accidents et d'autres événements indésirables ; ce qui est fait de manière indirecte avec le facteur de sécurité. C'est un enjeu crucial

car comme le dit déjà Mayer en 1926, « la sécurité des constructions est une question de calcul de probabilités » (Elishakoff, 2004; Mayer, 1926).

Aujourd'hui, l'approche probabiliste est davantage utilisée dans d'autres industries (nucléaire, off-shore) que dans le domaine des barrages (Cai, Xie, Pandey, & Ni, 2018; Keller & Modarres, 2005; Lee, T. & Harrison, 2000; Negra, Holmstrom, Bak-Jensen, & Sorensen, 2007). Au Canada, BC Hydro utilise déjà des méthodes AMDEC (Analyse des Modes de Défaillance, de leurs Effets et de leur Criticité) pour prioriser les besoins d'informations des futures études et développent l'approche probabiliste comme un outil complémentaire (McGrath, 2001).

Pour un modèle de qualité, l'emphase doit être mise sur la qualité des paramètres d'entrée et notamment des incertitudes. Une étude spécifique sur chacun des paramètres sera dès lors menée dans la section 3.3. Les incertitudes de toutes les sources essentielles doivent être évaluées et intégrées dans un modèle de variable de base. Habituellement, les types d'incertitude considérés sont (Thoft-Cristensen & Baker, 2012) :

- Incertitude aléatoire inhérente ou naturelle modélisable par un PDF.
- Incertitude épistémique due à une connaissance insuffisante (ex : manque d'essais in situ) ou à des simplifications modélisable par un PDF ou un arbre d'évènements.
- Incertitude lexicale due aux choix des paramètres considérés comme des variables aléatoires.

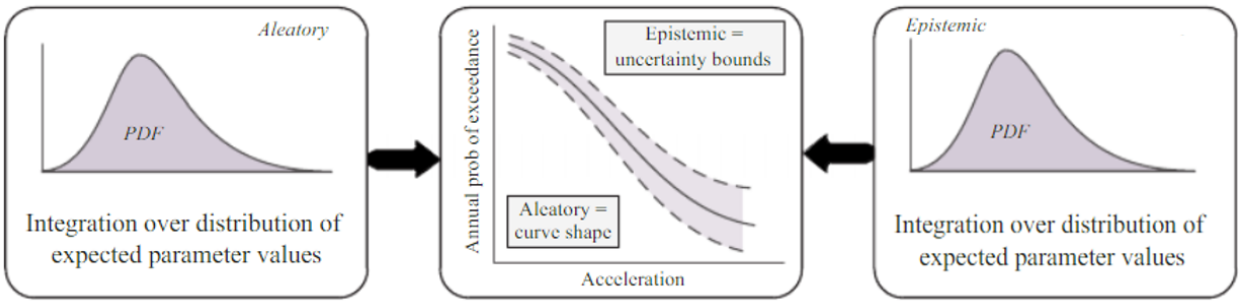


Figure 2.6 : Incertitudes Aléatoires VS épistémiques et l'influence de chaque contribution sur la distribution de probabilité. Adapté de (Hariri-Ardebili, M. A., 2018b).

Néanmoins, il faut distinguer les incertitudes épistémiques qui traduisent un manque de connaissance des incertitudes aléatoires modélisant le caractère aléatoire du paramètre. Le second type ne peut pas être réduit, même en capitalisant les connaissances. En effet, pour une inceritude

de type aléatoire, les mesures observées sont différentes d'une expérience (ou une observation) à une autre, même si elle est conduite ou mesurée sous des conditions indentiques.

L'utilisation de l'approche probabiliste dans le génie civil est grandissante, à la fois pour des analyses de fiabilité et du suivi en temps réel de structures. Les principaux avantages à son utilisation sont :

- L'optimisation économique,
- Une précision améliorée,
- Un système avec une approche intégrée des corrélations,
- Un résultat quantitatif en sortie avec le calcul d'une probabilité de défaillance.

2.4.3.2 Probabilité de défaillance et fiabilité des structures

Un problème de fiabilité nécessite le calcul d'une probabilité de défaillance p_f ainsi que le choix d'une probabilité cible p_f* dont la valeur fait intervenir des enjeux scientifique et stratégique. Cette probabilité est spécifiquement discutée à la section 3.5.1.2. L'objectif est de vérifier :

$$p_f \leq p_f^* \tag{2.3}$$

Dans un problème de fiabilité, la défaillance est définie avec la formulation de fonction d'états limites $g(X)$. Conventionnellement, $g(X) > 0$ définit l'état de survie et par complémentarité, g(x) ≤ 0 définit l'état défaillant. Pour un évacuateur de crue, plusieurs fonctions d'états limites sont à définir pour chaque élément ou système d'éléments. Trois catégories de méthodes existent pour calculer la probabilité de défaillance $p_f = p(g(X) \leq 0)$ (Melchers & Beck, 2018) :

- Intégration directe,
- Approximations de la fonction d'état limite,
- Méthodes de simulation.

Pour un modèle EF 3D complexe, l'analyste ne peut pas avoir recours aux méthodes d'intégration directes qui sont limités aux problèmes à deux Variables Aléatoires (VA). De même, l'utilisation des méthodes d'approximations d'états limites comme FORM et SORM n'est pas possible dans le cas de fonction d'état limite discontinue (Wilde & Johansson, 2016) et requiert le calcul du gradient

des VA autour du point de conception ; ce qui nécessite une approximation numérique difficile à obtenir pour un modèle EF complexe.

Dans ce mémoire, le choix s'est porté sur les méthodes de simulation qui seront appliquées au métamodèle développé. Ces méthodes ont de nombreux avantages :

- Précision contrôlée qui augmente avec le nombre d'échantillons N,
- Estimateur non biaisé,
- Non limité par le nombre de dimensions.

2.4.4 Méthodes de simulations : le cas de Monte-Carlo

2.4.4.1 Principe

Plusieurs techniques peuvent permettre de résoudre les problèmes de fiabilité structurelle et parmi elles, la méthode Monte-Carlo est la plus connue car elle ne présente pas de restriction. Comme son nom l'indique, l'idée de base de la simulation est de simuler numériquement un phénomène, puis d'observer le nombre de fois qu'un événement d'intérêt se produit (Matos, Valente, & Cruz, 2010). Sous une démarche Monte-Carlo, le calcul de la probabilité de défaillance p_f est formulée sans calcul intégral multidimensionnel tel que :

$$p_f = \int_{\Omega} f_X(x)dx = \mathbb{E}\big(I(X)\big) \cong \widehat{p_f} = \frac{1}{N}\sum_{k=1}^{N} I(x_k) = \frac{Nf}{N} \qquad (2.4)$$

Avec Ω le domaine de défaillance, $f_x(x)$ la fonction de densité de probabilité conjointe, N_f le nombre d'échantillons appartenant à Ω, $\widehat{p_f}$ l'estimateur non biaisé de p_f et I(x) la fonction indicatrice égale à 1 si échantillon dans Ω et 0 sinon.

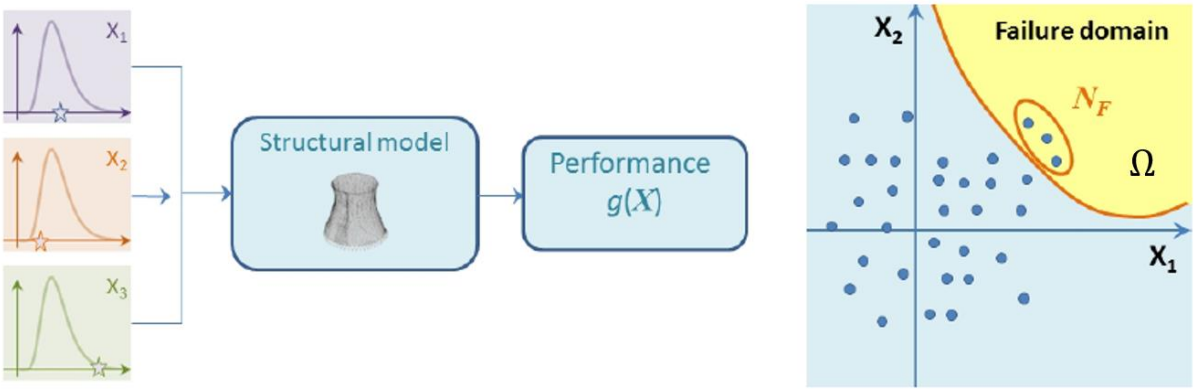


Figure 2.7 : Principe de la méthode de Monte-Carlo pour la fiabilité des structures (Sudret, B & Marelli, 2015).

Si le nombre d'échantillons générés est grand, en conséquence directe du théorème centrale limite, la probabilité peut être associée asymptotiquement à une distribution normale :

$$\widehat{p_f} = \mathcal{N}\left(\widehat{\mu_{p_f}};\ \ \sigma_{\widehat{p_f}}{}^2\right) avec\ \widehat{\mu_{p_f}} = \widehat{p_f}\ et\ \ \sigma_{\widehat{p_f}}{}^2 = \frac{\widehat{p_f}.(1-\widehat{p_f})}{N} \qquad (2.5)$$

Dès lors, il est possible de déterminer des intervalles de confiance de l'estimateur $\widehat{p_f}$ à estimer avec une probabilité ou niveau de confiance de 1-α :

$$\widehat{p_f} \in [\widehat{p_f} + \sigma_{\widehat{p_f}}.\Phi^{-1}\left(\frac{\alpha}{2}\right)\ ;\ \widehat{p_f} - \sigma_{\widehat{p_f}}.\Phi^{-1}\left(\frac{\alpha}{2}\right)] \qquad (2.6)$$

La méthode de Monte-Carlo est une technique spéciale qui génère des résultats numériquement sans effectuer aucun test physique. Son usage n'est limité à aucune distribution aléatoire. L'erreur associée est totalement contrôlée par le nombre de simulations N car si ce nombre tend vers l'infini, les résultats convergent vers une seule et unique valeur (Matos et al., 2010).

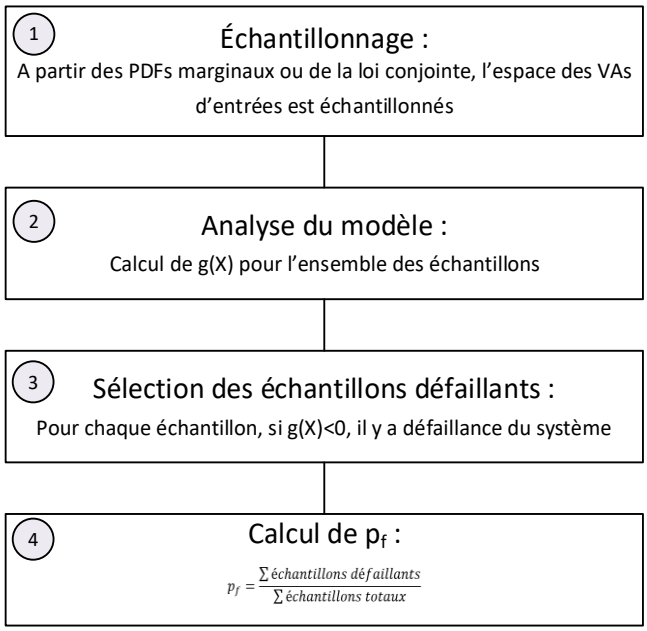


Figure 2.8 : Méthodologie de calcul des probabilités de défaillance selon l'approche Monte-Carlo.

2.4.4.2 Comment générer des nombres aléatoires pour une distribution multivariée ?

Dans la littérature, de nombreuses méthodes d'échantillonnage existent pour parcourir l'ensemble de l'espace. Parmi elle, on peut citer « *Simple Grids* », « *Latin Hypercube* », « *Orthogonal Arrays* », « *Hammersley Sequence* », « *Uniform Designs* » ou encore « *Minimax and maximin* » (Wang & Shan, 2007).

Dans le cadre de ce mémoire, seules les méthodes d'échantillonnage Monte-Carlo uniforme et la méthode Latin Hypercube sont utilisées et sont donc présentées dans cette section.

2.4.4.2.1 Méthode Crude MCS

Dans le cas général d'un problème de fiabilité, les variables sont corrélées entre elles. Le prochain paragraphe abordera donc le principe de la méthode de Monte-Carlo uniforme (MCS) pour une distribution multivariée Nataf. (1) La première étape est de calculer la matrice de corrélation dans l'espace centré réduit R_0. Cette matrice est calculée à partir du coefficient C défini selon les lois en présence tel que :

$$\rho_{0,ij} = C\rho_{ij} \text{ où } \begin{cases} C = 1 \; pour \; deux \; lois \; normales \\ C = \dfrac{cov_i}{\sqrt{\ln(1+cov^2)}} \; pour \; une \; loi \; normale \; et \; lognormale \end{cases} \quad (2.7)$$

(2) Ensuite, il s'agit de générer N nombres aléatoires entre 0 et 1 que l'on note u pour une distribution multinormale de moyenne 0 et de matrice de covariance R_0. (3) Puis, l'inverse de la fonction de répartition de chaque loi marginale est appliqué sur le nombre u pour obtenir un échantillon sur chaque variable aléatoire X à partir d'un unique nombre u. Ainsi, l'échantillonnage est sans mémoire et aléatoire car chaque échantillon est généré indépendamment d'un autre. L'ordre de précision de la méthode pour des cas univariés est de $o(1/\sqrt{N})$. Pour le démontrer, il faut supposer que la probabilité de défaillance suit une distribution de Bernoulli pour un grand nombre de données et est dès lors assimilable à une loi normale (théorème central limite). Les paramètres de cette loi permettent le calcul du coefficient de variation qui est un critère important pour la convergence du modèle.

$$CoV = \frac{\sigma_{\widehat{p_f}}}{\widehat{p_f}} \tag{2.8}$$

Cette méthode est très facile à implémenter mais demande un très grand nombre d'échantillons pour bien parcourir l'espace. L'estimation du nombre d'échantillon suit l'équation 2.9 en fonction de l'ordre de grandeur de la probabilité de défaillance et de la covariance :

$$N \cong \frac{1 - \widehat{p_f}}{\widehat{p_f} \, . \, CoV^2} \tag{2.9}$$

Pour un barrage, la probabilité de défaillance cible p_f* souhaitée est de l'ordre de $10^{-6.}$ Avec un coefficient de variation sur la réponse de 0.05, il ne faudrait alors pas moins de $4*10^8$ échantillons, soit autant d'analyses éléments finis pour calculer une probabilité de défaillance par la méthode Monte-Carlo. Or, si le coût de calcul était par exemple de 4 minutes par modèle, il ne faudrait pas moins de 75 000 années pour résoudre le problème (calcul sur une unique machine).

Comme palliatif à ce handicap, une méthode d'échantillonnage améliorée est obtenue grâce à la méthode dite d'échantillonnage latin d'hypercube (LHS).

2.4.4.2.2 Méthode LHS

La méthode d'échantillonnage Latin Hypercube (LHS) a été proposée par McKay, Beckman et Conover (1979). Le principe de la méthode est de partitionner l'espace d'échantillonnage en strates. Un seul échantillon est tiré dans chacune des strates considérées équiprobables.

Pour des échantillons corrélés, le développement de la méthode prend davantage d'étapes intermédiaires qui sont synthétisées à la figure 2.9.

(1) Faire un échantillonnage LHS donnant des échantillons entre 0 et 1 en divisant l'espace N fois tel qu'on obtient les strates (0,1/N), (1/N,2/N) … (1-1/N,1). Ce processus est implanté dans MATLAB sous la fonction « LHSdesign ».

(2) Appliquer une transformation inverse de la fonction de répartition d'une loi normale centrée réduite pour obtenir un échantillon indépendant pour chaque variable aléatoire.

(3) Appliquer la transformation de Cholesky pour corréler les échantillons. Il s'agit d'utiliser la décomposition triangulaire supérieur de la matrice de corrélation pour construire la matrice L définie tel que $LL^T = \sum$ où Σ est la matrice de corrélation des variables aléatoires.

(4) Appliquer la fonction de répartition normale centrée réduite pour obtenir des nombres entre 0 et 1. Cette transformation conserve la corrélation entre les échantillons.

(5) Pour chaque variable aléatoire, la méthode de la transformée inverse (« *inverse CDF* ») est appliquée pour finalement obtenir chaque échantillon X_i telle que $X_i = F_i^{-1}(U_i)$.

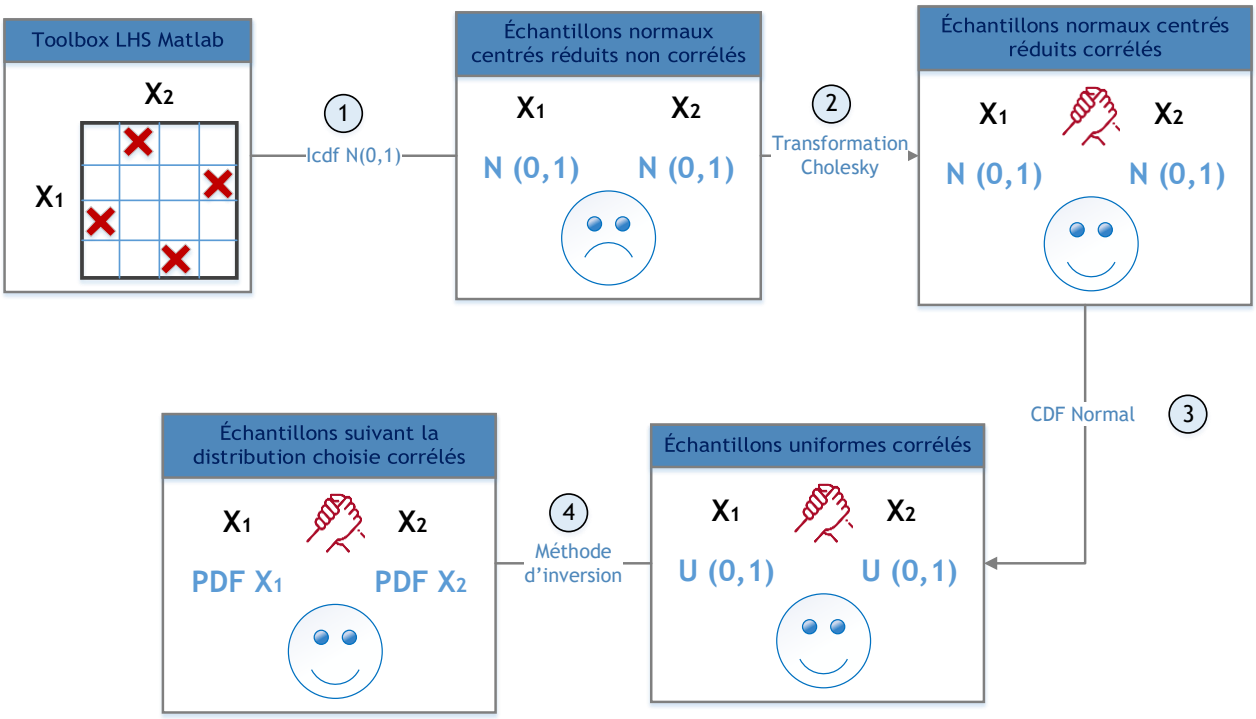


Figure 2.9 : Principe et méthode pour corréler les échantillons LHS avec l'exemple de deux VA.

La méthode LHS avec corrélation est facilement implémentable à partir des outils existants sur des logiciels comme MATLAB. Cependant, un débat existe aujourd'hui autour de la plus-value de cette méthode par rapport à l'échantillonnage Monte-Carlo dans le cas des problèmes avec plusieurs variables aléatoires. Plusieurs publications (Aistleitner, Hofer, & Tichy, 2012; Keramat & Kielbasa, 1997; Lee, J.-H., Ko, Yun, & Han, 2006) ont démontré une performance améliorée par rapport à MCS quand d'autres n'ont observés qu'une légère amélioration (Manteufel, 2000).

Qui plus est, pour des problèmes fortement non-linéaires, la méthode LHS perd encore son avantage sur la méthode classique MCS (Manteufel, 2000).

La figure 2.10 illustre la différence entre la méthode LHS et MCS. Contrairement à la méthode LHS, l'échantillonnage MCS ne remplit pas de manière uniforme les distributions marginales. Cette propriété est intéressante dans la perspective de la construction d'un métamodèle pour garantir une couverture uniforme de l'ensemble de définition des VA.

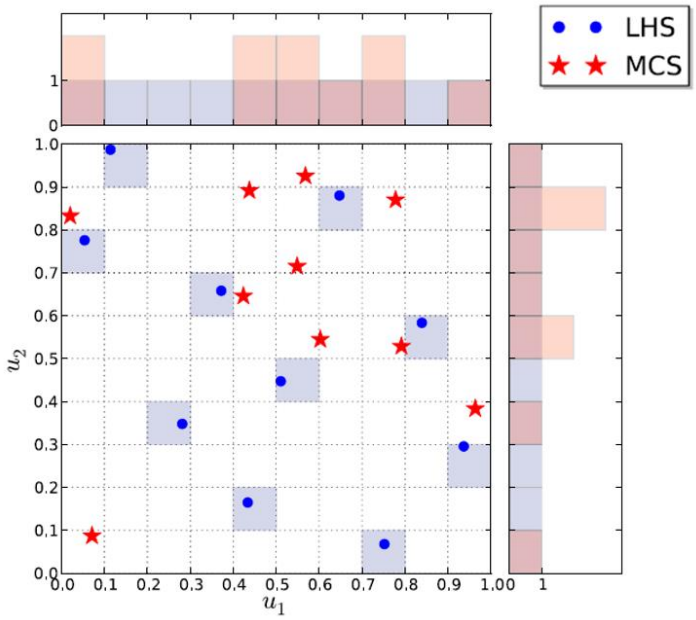


Figure 2.10 : Comparaison des échantillonnages Latin Hypercube avec Monte-Carlo pour deux VA avec 10 échantillons (Dubourg, 2011).

Deux méthodes pour générer des échantillons ont été présentées : la méthode de référence MCS et une méthode améliorée LHS. Dans ce mémoire, la méthode LHS intégrant les corrélations est employée pour construire le jeu de données nécessaire à l'implémentation du métamodèle.

Dans un second temps, la méthode de Monte-Carlo est appliquée sur le métamodèle caractéristique du modèle EF. En effet, sur cette fonction mathématique, la génération d'un très grand nombre d'échantillons peut se faire très rapidement (en une fraction de seconde).

2.5 Apprentissage automatique et méthode de construction d'un métamodèle

2.5.1 Concepts et état de l'art des méthodes de métamodélisation

Les métamodèles constituent une solution pour pallier à l'inefficacité numérique des méthodes de Monte-Carlo. Dans la littérature, les noms surface de réponse, « *surrogate model* », modèle auxiliaires ou émulateurs sont régulièrement trouvés.

Par définition, un métamodèle est une approximation de la fonction Entrées/Sorties (I/O) déterminée par des simulations numériques (Kleijnen, 2009). Ces simulations peuvent autant

résulter d'un modèle déterministe comme l'est un modèle EF que d'un processus aléatoire. Le métamodèle fournit alors une représentation simplifiée de la fonction I/O qui nécessite normalement un effort numérique important pour son calcul. Utilisé autant pour des problèmes d'optimisation, de conception que des problèmes de fiabilité, l'emploi de ces modèles s'est développé récemment dans le domaine de la construction. Parmi les nombreuses méthodes de métamodélisation, les méthodes les plus couramment employées dans le domaine de la fiabilité des structures sont répertoriés au tableau 2.3 avec quelques exemples d'études citées.

Tableau 2.3 : Méthodes de référence de metamodélisation dans le domaine de fiabilité des structures.

Nom de la méthode	Forme de l'approximation	Référence(s) d'application	Details sur la référence
Polynomial Chaos Expansion (PCE)	$\mathcal{M}(x) = \sum_{\alpha \in \mathcal{A}} a_\alpha \, \psi_\alpha(x)$	(Kroetz, Tessari, & Beck, 2017)	Treillis simple 2D avec 6 VA
		(Jin, Du, & Chen, 2003)	Treillis avec 2 VA
		(Hariri-Ardebili, M. A., 2018a)	Barrage EF 2D avec 9 VA dont séisme
Kriging (ou Gaussian Process Regression)	$\mathcal{M}(x) = \beta^T . f(x) + \sigma^2 Z(x, \omega)$	(Kroetz et al., 2017)	Treillis simple 2D avec 6 VA
		(Gidaris et al., 2017)	Bureau de 4 étages avec 6 VA
		(Dubourg, 2011)	Exemples académiques
		(Jin et al., 2003)	Treillis avec 2 VA
Support Vector Machine (SVM)	$\mathcal{M}(x) = \sum_{i=1}^{m} a_i K(x_i, x) + b$	(Li, H.-s., Lü, & Yue, 2006)	Poutres avec 3 VA
		(Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018b)	Barrage EF 2D avec 17 VA dont la crue ou le séisme
		(Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018a)	Barrage EF 2D avec 10 VA dont les effets du temps et séisme
Artificial Neural Network (ANN)	$\mathcal{M}(x) = \sum_{j=1}^{N} \vartheta_i . g(\sum_{i=1}^{n} \omega_{ji} x_i - \theta_j)$	(Berke & Hajela, 1992)	Treillis avec 2 VA
		(Kroetz et al., 2017)	Treillis simple 2D avec 6 VA

Le développement d'un métamodèle suit 3 phases itératives :

(1) Le calcul du modèle EF sur le plan d'expérience (« *Design of Experiment* », DOE),

(2) Le développement du métamodèle lui-même (*training*),

(3) La validation des résultats du métamodèle (*testing* / prédiction).

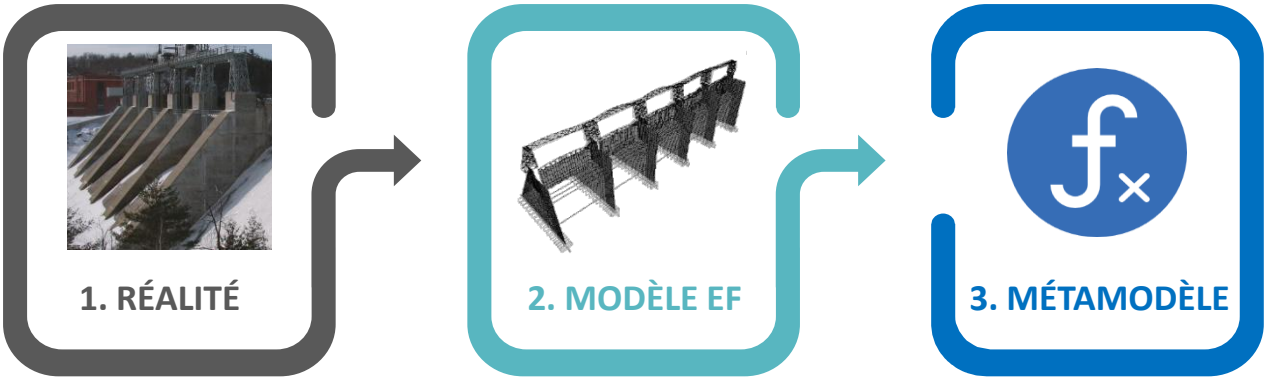


Figure 2.11 : Schéma de principe de la metamodélisation.

2.5.2 Design of Experiment

Dans le but de construire le jeu de données nécessaire au calcul du métamodèle, l'important est de couvrir l'espace des VA. Dès lors, l'usage de méthode parcourant l'entièreté de l'espace est recommandée (« *space-filling* » dans la littérature). C'est ce que garantit la méthode LHS qui est dès lors appliquée pour couvrir l'ensemble de l'espace de définition. Cette méthode est définie à la section 2.4.4.2.2.

Pour davantage d'informations sur les méthodes d'échantillonnage, le lecteur intéressé peut se référer à une étude comparative sur un treillis (Kroetz et al., 2017) ou à une revue de littérature des méthodes en fonction des métamodèles employés (Wang & Shan, 2007).

2.5.3 Focus sur la méthode du kriging

Le métamodèle choisi dans le cadre de ce mémoire est un modèle de Kriging (*Krigeage* ou *Gaussian Process Modelling*). Cette technique a été développée initialement dans le domaine des géostatistiques par Daniel G. Krige, un ingénieur minier sud-africain. Le formalisme de la méthode telle qu'on la connait aujourd'hui est dû aux travaux du mathématicien Matheron (1963) dans les années 1960. Le Kriging est une méthode d'interpolation stochastique qui interpole les sorties et assigne à la prédiction des intervalles de confiances. Dès lors, contrairement aux autres méthodes de références du tableau 2.3, deux informations sont fournies : la valeur moyenne de prédiction et un intervalle de confiance associée.

L'équation fondamentale gouvernant le modèle est proposée par Santner, Williams et Notz (2013) :

$$\mathcal{M}^K(x) = \beta^T f(x) + \sigma^2 Z(x, \omega) \tag{2.10}$$

La première partie de l'équation $\beta^T f(x)$ représente la tendance du modèle alors que le second terme se décompose comme la contribution de la covariance du modèle σ^2 et $Z(x, \omega)$ est le résultat d'un processus stochastique de moyenne nulle et avec pour variance la fonction d'autocorrélation R(x, x') définie selon la fonction de covariance choisie. Il faut prendre garde de ne pas confondre la mesure gaussienne introduite artificiellement avec l'incertitude aléatoire sur les paramètres d'entrées du modèle.

Grâce au théorème des probabilités conditionnelles de Bayes, il est possible d'exprimer le vecteur des observations **y** et des valeurs non observées Y(x) comme une distribution jointe telle que :

$$\begin{Bmatrix} Y(x) \\ \boldsymbol{y} \end{Bmatrix} \sim \mathcal{N}\left(\begin{Bmatrix} f(x)^T\beta \\ F\beta \end{Bmatrix}; \sigma^2 \begin{bmatrix} 1 & r(x)^T \\ r(x) & R \end{bmatrix}\right) \tag{2.11}$$

Où - F est la matrice de régression dont les termes s'expriment tels que $F_{ij} = f_j\left(x^{(i)}\right), i = 1{:}m$ $(le\ nombre\ d'observations)$; $j = 1{:}p$ (le degré du polynome définissant la tendance).

- R représente la matrice de corrélation dépendante du choix de la fonction de covariance (cf. section 2.5.3.2).
- $f(x)^T\beta = \sum_{j=1}^{p} \beta_j . f_j(x^{(i)})$ dont le degré p défini le type de Kriging.
- r(x) est la matrice de corrélation entre les points de prédictions et les points d'observations.

Dès lors, il est possible d'exprimer les deux variables d'intérêt pour l'analyste que sont les moyennes $\mu_{\hat{Y}}$ et écart-type $\sigma_{\hat{Y}}$ de prédiction du processus gaussien $\hat{Y}(x)$ (avec $\hat{Y}(x) \sim \mathcal{N}(\mu_{\hat{Y}}(x); \sigma_{\hat{Y}}(x))$. À partir de l'hypothèse d'un prédicteur non biaisé, il est possible d'exprimer le Lagrangien pour exprimer l'expression des moyennes et écart-type du processus (Dubourg, 2011).

$$\begin{gathered} \mu_{\hat{Y}}(x) = f(x)^T\beta + r(x)^T R^{-1}(y - F\beta) \\ \sigma_{\hat{Y}}^2(x) = \sigma^2(1 - r^T(x)R^{-1}r(x) + u^T(x)(F^T R^{-1} F)^{-1} u(x)) \end{gathered} \tag{2.12}$$

Où le terme d'estimation des moindres carrés généralisée du problème de régression β s'exprime

$$\beta = (F^T R^{-1} F)^{-1} F^T R^{-1} y \qquad (2.13)$$

Et le terme notation pour simplifier l'écriture s'exprime tel que

$$u(x) = F^T R^{-1} r(x) - f(x) \qquad (2.14)$$

Pour une loi normale de paramètre $\mu_{\hat{Y}}$ et $\sigma_{\hat{Y}}$, il est possible de calculer l'intervalle de confiance de la prédiction du krigeage en fonction de la probabilité 1-α :

$$\hat{Y}(x) \in [\, \mu_{\hat{Y}}(x) - \Phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \sigma_{\hat{Y}}(x) \,;\; \mu_{\hat{Y}}(x) + \Phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \sigma_{\hat{Y}}(x)] \qquad (2.15)$$

Il est courant de garantir une valeur à 95% correspondant à $\Phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) = 1.96$.

Dans une application pratique, l'utilisateur va définir trois entrées fondamentales pour les résultats :

(1) La forme de la tendance en spécifiant le degré du polynôme p de l'approximation utilisée. Dans notre cas, nous utilisons un Kriging « ordinaire » avec une tendance constance dont la valeur n'est pas connue ou un Kriging linéaire (p = 1).

(2) La méthode d'optimisation pour calculer les hyperparamètres nécessaires au développement du métamodèle. La méthode utilisée sera une des méthodes de référence qui est employée dans UQLab (2015), la méthode d'optimisation basée sur le gradient ascendant de BFGS (*Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno).*

(3) La fonction de covariance est un élément clé pour l'utilisation d'un processus gaussien car elle intègre les hypothèses sur la fonction que nous souhaitons apprendre. Selon Williams et Rasmussen (2006), cette fonction joue le rôle de similarité entre les données d'entrées X et de sorties y. Les deux types de fonctions de covariance les plus couramment utilisées sont : *squared exponential* et *Matérn* de type 5/2.

Le choix du modèle de type Kriging est bien adapté au problème de fiabilité de ce mémoire car le jeu de données nécessaires pour la construction du métamodèle est compris entre 100 et 100 000 unités. Pour un jeu de données supérieures, l'usage de cette méthode n'est plus efficace par rapport aux méthodes d'apprentissage profond comme *Artificial Neural Network*. Selon Kleijnen (2009), la méthode de Kriging prévaut également lorsque le jeu de données est de taille suffisante par rapport à la méthode PCE car le processus est global et non local.

Pour un modèle numérique d'un évacuateur de crue, les ordres de grandeur des variables aléatoires ne sont pas les mêmes. Par exemple, le module de déformation est de l'ordre 10^7 contre 10^{-1} pour la friction béton-roc. Le modèle doit dès lors être considéré comme anisotrope et l'hypothèse d'une invariance en rotation ne tient plus (Dubourg, 2011). Ainsi, une transformation d'espace est souvent appliquée pour parlier à ce problème. Dans UQLab (2015), les auteurs proposent de centrer et réduire la VA tel que :

$$U_i = (\frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}) \tag{2.16}$$

2.5.3.1 Estimation des hyperparamètres par la méthode MLE

Les formulations des fonctions de covariance R ainsi que dans la moyenne et l'écart-type prédits sont fonction d'hyperparamètres θ dont le calcul suit un problème de régression. L'approche fréquentiste propose de résoudre le problème de régression en maximisant la fonction de vraisemblance sur les paramètres β et la variance σ^2 sachant une observation y. La fonction de vraisemblance d'une distribution multinormale, ce qui est une hypothèse, s'exprime alors telle que :

$$L(y\,|\beta,\sigma^2) = \frac{1}{((2\pi\sigma^2).detR)^{0.5}}\exp[\frac{-1}{2\sigma^2}(y - F\beta)^T R^{-1}(y - F\beta)] \tag{2.17}$$

Mathématiquement, maximiser la fonction de vraisemblance revient à minimiser l'opposé du logarithme de la fonction de vraisemblance. Ainsi, on peut exprimer l'équation de base de l'optimisation des hyperparamètres comme :

$$< \hat{\beta}, \widehat{\sigma^2} > \equiv \arg\min_{\beta,\sigma^2} -log\ L\ \ (y\,|\beta,\sigma^2) \tag{2.18}$$

La résolution de cette équation est au cœur de l'enjeu de l'efficience du métamodèle. Dans le cadre de ce mémoire, la boite à outils UQLab (2015) est utilisée. Ce programme utilise notamment un algorithme d'optimisation non linéaire de type quasi-Newton (BFGS) sur lequel le lecteur intéressé peut trouver le développement complet dans Shanno (1970).

La méthode MLE (*Maximum Likelihood Estimation*) est la méthode de référence dans la littérature, notamment grâce à sa rapidité de temps de calcul qui est de l'ordre de $o(n^3)$ en temps et $o(n^2)$ en stockage. Cependant, elle souffre de plusieurs limitations (Martin & Simpson, 2005; Stein, 2012) :

- Le caractère multimodal de la fonction de vraisemblance; ce qui n'est pas problématique pour la fonction de corrélation Matérn 5/2 en pratique.
- La présence d'une crête, c'est-à-dire d'une plage constante, qui peut ralentir ou empêcher l'optimisation.
- Les matrices de corrélations mal-conditionnés. En pratique, les logiciels comme UQLab ajoutent un terme infinitésimal (10^{-6}) sur les termes diagonaux.

2.5.3.2 Fonctions de covariances : le cas des fonctions Matérn 5/2 et exponentielle carrée

La fonction de covariance la plus utilisée à ce jour est la fonction exponentielle carrée (Éq. 2.19) (Williams & Rasmussen, 2006). En notant l, la longueur de corrélation, et r, la différence entre x_i et x_i', on a :

$$R(r,l) = \exp(-\frac{r^2}{2l^2}) \tag{2.19}$$

Cette fonction de covariance est infiniment différentiable, ce qui signifie que le processus gaussien (GP) avec cette fonction de covariance a des dérivées carrées moyennes de tous les ordres. C'est un principe essentiel qui implique que le GP est donc très lisse avec cette fonction (Williams & Rasmussen, 2006). Or, la recherche de non-discontinuité est un principe de base des théories d'apprentissage automatique. Cependant, selon Stein (2012), de telles hypothèses de lissage sont irréalistes pour la modélisation de nombreux processus physiques. L'auteur recommande plutôt la classe de Matérn.

Les fonctions Matérn les plus courantes à utiliser dans le domaine du machine learning sont définies pour ν = 3/2 et ν = 5/2 (différentiable respectivement une et deux fois). Une fonction de Matérn 5/2 a par exemple été utilisée dans (Cornford, Nabney, & Williams, 2002; Sessa & Valoroso, 2017; Vazquez, 2005). L'équation fondamentale de la fonction Matérn 5/2 est :

$$R(r,l) = \left(1 + \frac{\sqrt{5}r}{l} + \frac{5r^2}{3l^2}\right)\exp(-\frac{\sqrt{5}r}{l}) \tag{2.20}$$

2.5.4 Sélection et validation du métamodèle

Les métamodèles doivent être validés avant d'être utilisés comme « substituts » (surrogate) des processus de calcul. La validation du modèle est une tâche ardue et requiert de comparer différentes méthodes. Pour cela, deux questions sont à se poser : (1) est-ce que mon modèle est le meilleur des modèles proposés ? (2) est-ce que mon modèle est un bon outil de prédiction ?

2.5.4.1 Sélection du meilleur modèle

La question (1) caractérise la phase de sélection du modèle. Pour y répondre, la méthode de référence pour valider l'utilisation du métamodèle est la validation croisée (Goulet, 2016a). En effet, comme dans tout processus de régression, il est nécessaire de se prémunir de deux pathologies : le sous-apprentissage (*underfitting*) et le surapprentissage (*overfitting*).

- Le sous-apprentissage caractérise un modèle dont les prédictions sont imprécises et donnent un biais trop important. Cette incapacité à prédire résulte soit d'un nombre insuffisant de données pour évaluer le modèle ou d'un choix d'approximations trop simplifié.
- Le surapprentissage signifie que le modèle développé représente parfaitement le jeu de données sur lequel il a été construit mais ne fournit pas des résultats de prédictions de qualité. Ce phénomène n'est pas souhaitable et peut se produire si le bruit des données est lui-même modélisé.

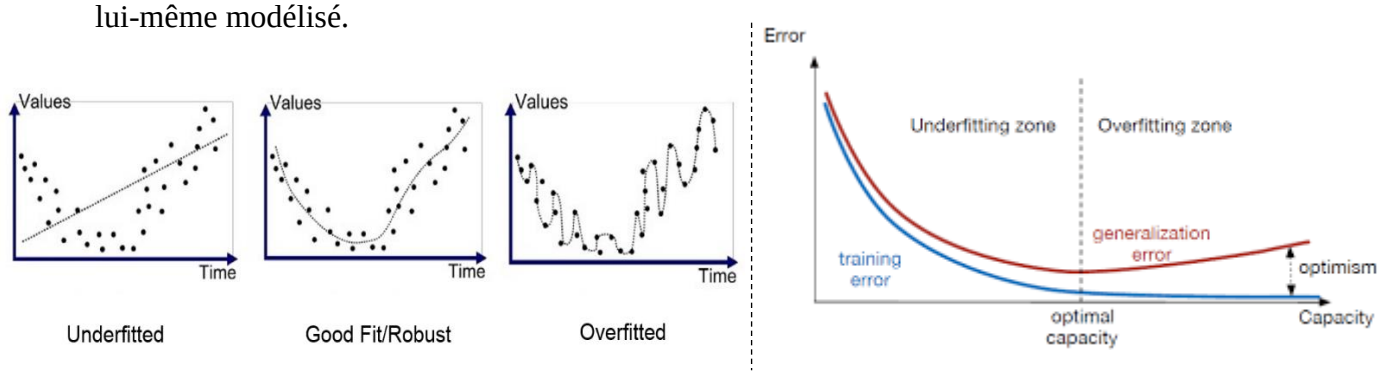
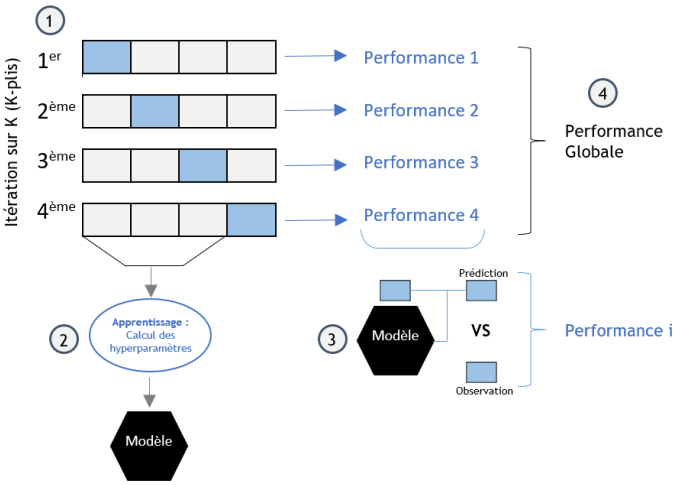


Figure 2.12 : Illustration du phénomène d'*overfitting* et d'*underfitting* pour un problème univarié (Ferens, 2016).

Une revue de littérature de l'usage de la validation croisée a été réalisée par Clark (1986). L'idée de la validation croisée est d'éviter d'utiliser les mêmes données pour entrainer le modèle, c'est-à-dire pour estimer les hyperparamètres optimaux, et pour tester le modèle.

Pour cela, le processus est de diviser en K sous-ensembles les données. Itérativement, les paramètres sont développés sur K-1 partitions et testés sur le dernier ensemble considéré comme indépendant. La perte totale J est obtenue en combinant la perte obtenue dans chaque partition. La classe de modèle sélectionnée est celle qui présente la perte la plus faible pour la somme des ensembles de tests, c'est-à-dire la valeur de J la plus faible.



Algorithme 2 : Validation Croisée de K classeurs

Définir les entrées X et sorties Y de longueur N
Définir le nombre de classeurs K
Ns = floor (N/K)
Pour m allant de 1 à N_{model}
    Pour iter allant de 1 à K
        Si iter = 1
            $Testindices = [(iter-1)*Ns+1) : iter*Ns]$
            $Trainindices = [iter*Ns+1 : N]$
        Si iter = K
            $Testindices = [(iter-1)*Ns+1) : iter*Ns]$
            $Trainindices = [iter*Ns+1 : N]$
        Sinon
            $Testindices = [(iter-1)*Ns+1) : iter*Ns]$
            $Trainindices = [(iter-1)*Ns+1) : iter*Ns]$
    Estimation des hyperparamètres sur *Trainindices*
    Prédiction via le Kriging de *Testindices* $\mathcal{M}(x_{testindices})$
    Calcul de la fonction de perte $J_{iter,m} = \sqrt{\sum_{testindices} \frac{[\mathcal{M}(x_{testindices}) - y_{testindices}]^2}{N_{test}}}$
    Iter = iter + 1
    Fin
    Calcul de J_{tot} du modèle m
    m = m +1
Fin
Sélection du meilleur modèle minimisant la fonction de perte J parmi les N_{model}

Figure 2.13 : Principe de la validation croisée pour valider le métamodèle : a) schéma de principe pour le cas d'une validation avec 4 classeurs et b) pseudo-code pour le cas général.

Le test du modèle dans le cas d'une validation croisée se fait avec une fonction de perte J. La fonction utilisée pour l'évaluation du modèle dans le cadre de ce mémoire est le « fer de lance » des fonctions de pertes, la racine de l'erreur moyenne au carré (RMSE dans la littérature). En effet, cette fonction a l'avantage d'être facile à mettre en œuvre, cohérente avec l'unité de la quantité à prédire et fonctionne généralement assez bien (Dubourg, 2011). Cet indicateur permet également une comparaison des performances avec le métamodèle PCE développé.

$$J_{tot} = RMSE_{overall} = \sqrt{\frac{\sum_{plis} \frac{\sum_{test}(y_{test} - y_{predi})^2}{N_{test/pli}}}{k}} \qquad (2.21)$$

Une fois qu'une classe de modèle est sélectionnée comme la meilleure (celle qui minimise l'Éq. 2.21), ses paramètres peuvent être ré-entrainés à l'aide de l'ensemble de données.

A ce stade, le meilleur des modèles parmi ceux proposés est sélectionné, mais est-ce pour autant un bon modèle de prédiction ?

2.5.4.2 Validation du modèle

Martin et Simpson (2005) proposent des vérifications supplémentaires pour valider le modèle et mesurer si le modèle généralise bien. Il s'agit alors de prendre des données que le modèle n'a pas utilisé pour son entrainement et de comparer les prédictions aux valeurs connues.

La première vérification consiste à calculer la moyenne des résidus définis tel que $\epsilon(x) = \left(y_{data}(x) - \mu_{\hat{Y}}(x)\right)$. Les résidus expriment la différence entre la prédiction et la donnée mesurée qui doit être en moyenne nulle ou très proche de zéro $mean_{pred.}\{\epsilon(x)\} \approx 0$. Il s'agit de vérifier le caractère non-baisée de la méthode, c'est-à-dire centrées sur les valeurs « vraies ».

La seconde vérification consiste à vérifier que le résidu du modèle suit une distribution normal telle que $\epsilon(x) \sim \mathcal{N}(0\,;\,\sigma^2)$. Cette validation garantit que le modèle capture tout le comportement systématique de l'architecture en ne laissant que le bruit aléatoire. Cette hypothèse est validée de deux façons :

- Graphiquement, (1) par le tracé de l'histogramme des résidus standardisés $\epsilon(x)/\sigma^2(x)$, la distribution doit être proche d'une loi normale centrée réduite. De même, (2) le graphique quantile-quantile (QQ) est aussi une méthode de validation visuelle et toutes les observations ayant une distribution normale doivent susceptibles de suivre une ligne droite.
- Statistiquement, par l'utilisation de test de normalité. Pour un seuil α donné, l'hypothèse de normalité est soit rejetée soit non rejetée (ce qui ne veut pas dire qu'elle est entièrement acceptée). De nombreux tests sont documentés dans la littérature et les trois plus usités sont présentés : le test de Shapiro-Wilk (SW), d'Anderson Darling (AD) et de Lilliefors (KS-L).

Une dernière vérification est d'utiliser des critères quantitatifs pour mesurer la qualité de la prédiction. Pour cela, il est possible de calculer le RMSE (défini plus haut) ou encore le coefficient de détermination des prédictions $R^2_{prediction}$. Ces coefficients sont similaires mais le R^2 est davantage utilisé pour la validation car les valeurs sont échelonnées par rapport à 1. Plus la valeur du coefficient est proche de 1, plus la prédiction est de qualité.

$$R^2_{prediction} = 1 - \frac{SSE}{SST} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}[y_{obs}(i) - \mu_{\hat{Y}}(i)]^2}{\sum_{i=1}^{n}[y_{obs}(i) - \overline{\mu_{\hat{Y}}}]^2} \quad (2.22)$$

La grande force de l'utilisation de R^2 est la normalisation des valeurs qui fait que des valeurs étalons existent pour savoir si le coefficient traduit un bon ou moins bon modèle. Dans la littérature, Chin (1998) et Henseler, Ringle et Sinkovics (2009) proposent des seuils identificateurs du niveau de précision du modèle. Ainsi, une valeur R^2 supérieure à 0.67 indique une précision prédictive élevée, une plage de 0.33 à 0.67 indique un effet modéré, un R^2 compris entre 0.19 et 0.33 indique un effet faible, tandis que la valeur de R^2 inférieure à 0.19 est considérée inacceptable (les variables exogènes ne pouvant expliquer la variable dépendante endogène).

2.6 Études récentes et codes considérant une approche probabiliste pour l'évaluation de la sécurité des ouvrages hydrauliques et des évacuateurs de crue

De plus en plus, les approches probabilistes sont intégrées comme outils d'analyse et de dimensionnement des ouvrages hydrauliques. Comme il y a encore peu d'études ou de guides qui ont été faites spécifiquement sur les évacuateurs de crue, cette partie est volontairement plus générale et concerne les ouvrages hydrauliques en béton.

Le guide suédois, PMCD, rédigé par Wilde et Johansson (2016) propose une démarche pour la vérification probabiliste des barrages en béton avec notamment des indices de fiabilités cibles. Ce développement est la suite de la thèse de Westberg (2007) qui a montré l'applicabilité de l'analyse de fiabilité structurelle et a souligné les sources d'incertitude les plus importantes impliquées dans la sécurité des barrage-poids en béton. Ces types d'ouvrage sont d'ailleurs plus documentés avec par exemple une étude de fiabilité complète sur le cas d'étude d'un barrage espagnol dont les paramètres sont évalués par des essais et où différents modèles sont testés (García, 2010).

Le professeur Hariri-Ardebili de l'université de Colorado est aujourd'hui un des auteurs les plus actifs sur l'application d'une démarche probabiliste. Parmi ses nombreuses références, une revue de la littérature exhaustive sur l'intégration des incertitudes dans l'analyse des barrages et des outils répondant à ces problématiques (Hariri-Ardebili, M. A., 2018b). Plusieurs de ses articles intègrent des métamodèles comme substituts de modèle EF de barrage en béton (arche, ou 2D) et peuvent

intégrer des VA modélisant le vieillissement, la fissuration ou encore le séisme (Hariri-Ardebili, M. A., 2018a; Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018a, 2018b; Hariri-Ardebili, M. A. & Saouma, 2018; Saouma & Hariri-Ardebili, 2018).

Plus récemment, Cordier (2017) propose une méthodologie simplifiée pour évaluer la stabilité des ouvrages poids en béton basée sur le format *Reliability Based Safety Factor* (RBSF). Sen (2018) développe des diagrammes Tornado pour une étude de sensibilité et établit ensuite des courbes de fragilités grâce à des simulations LHS.

En France, Carvajal, Peyras, Arnaud, Boissier et Royet (2009) ont appliqué une démarche probabiliste pour vérifier la sécurité d'un barrage poids en mettant l'accent sur le développement d'une distribution aléatoire des crues avec la méthode SHYPRE.

Dans le domaine spécifique des évacuateurs de crue, seulement deux études probabilistes ont a priori été publiées. La première est la thèse de Kalantarnia (2013) qui propose une méthode d'évaluation de la fiabilité des évacuateurs de crue d'environnements extrêmes et sujets à des longues périodes d'inactivité. La seconde référence est le mémoire de Fouhy et Ríos Bayona (2014) qui se veut être une application du PMCD pour trois évacuateurs suédois mais une hypothèse d'un modèle 2D est prise.

Ainsi, bien que de plus en plus adoptée par la profession, les analyses probabilistes n'ont pas encore été appliquées pour des évacuateurs de crue avec vannes en tenant compte d'un comportement tridimensionnel. Qui plus est, le nombre de VA utilisé est fortement variable d'une étude à l'autre. L'objectif est donc de répondre à ce constat en intégrant une méthode progressive permettant de sélectionner des VA sur des critères rationnels puis d'appliquer les analyses probabilistes sur un métamodèle, nécessaire pour un modèle EF dynamique 3D.

2.7 Autres parties de la revue de littérature

L'état de l'art présenté ici sera complété au fil du mémoire par une revue des facteurs de sécurité au glissement sous sollicitation sismique ainsi qu'une étude exhaustive des variables aléatoires adaptées aux évacuateurs de crue. Le choix de faire cette étude hors du présent chapitre se justifie par la focalisation de l'état de l'art sur l'évacuateur de crue étudié.

CHAPITRE 3 DESCRIPTION DU CAS D'ETUDE

3.1 Présentation du cas d'étude

3.1.1 Généralités

L'évacuateur de crue étudié date de 1927, mesure environ 28 mètres de haut pour 100 mètres de largeur. Il fait partie d'un aménagement hydroélectrique au fil de l'eau dont le débit normal est de 380 m^3/s. Le système de décharge se compose de cinq vannes de type « Stoney » de 500 kN, pilotées par deux systèmes de levage de 370 kN chacun. La structure de l'évacuateur se décompose en une sous-structure de béton et une charpente métallique qui supporte les éléments de levage sur un rail. Des photographies de l'ouvrage étudié sont disponibles à l'ANNEXE B.

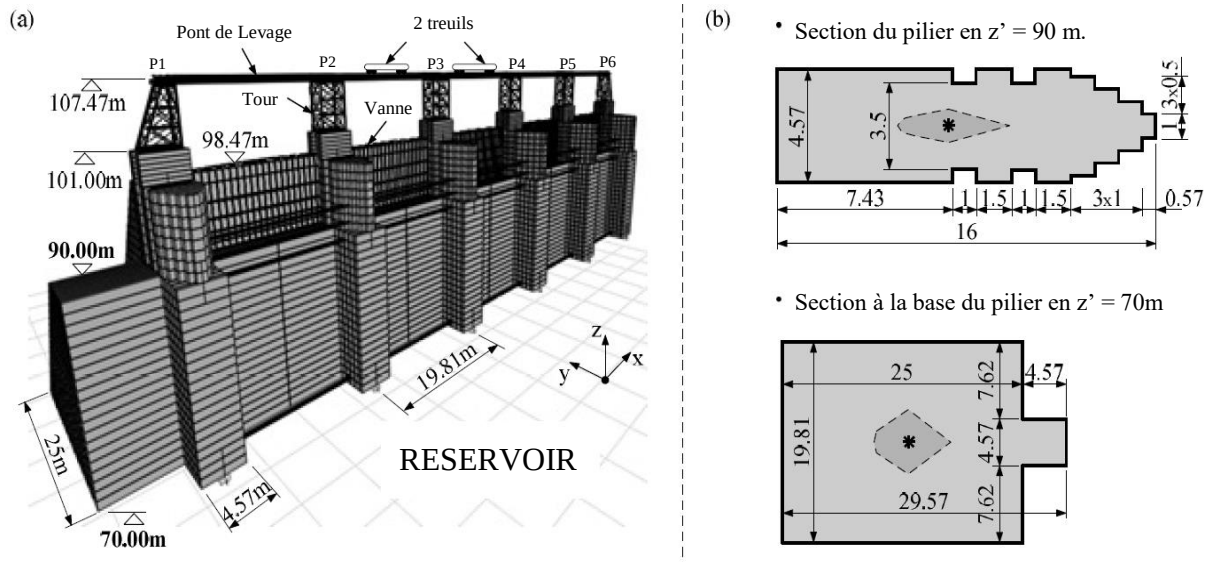


Figure 3.1 : Schéma de l'évacuateur étudié (adapté de (Limoges, 2008)) : a) Schéma 3D du modèle EF (Vanne numérotée de 1 à 5 suivant x positif); b) Sections d'un pilier d'évacuateur à la base et à 20 m.

3.1.2 Modèle Éléments Finis (EF)

Le modèle d'étude est construit avec le logiciel éléments finis SAP2000 (CSI, 2017). La géométrie du modèle et le maillage ont été réalisés par Annie Limoges lors de son projet de maitrise (Limoges, 2008). Pour modéliser la structure de béton d'un évacuateur de crues avec coursier soumis à une sollicitation sismique 3D, trois types d'éléments finis peuvent être utilisés :

- les éléments de poutres;

- les éléments de coques épaisses;
- les éléments de solides 3D.

Le modèle présenté utilise des éléments de coques épaisses à 4 nœuds, formés par l'addition d'un comportement membranaire (contraintes planaires) et d'un comportement de plaque (flexion). Dès lors, les sections planes normales au plan moyen avant déformation demeurent planes mais ne sont plus normales au feuillet moyen de la plaque. L'utilisation d'un élément de Mindlin est ici nécessaire car l'hypothèse d'élancement des éléments minces de Kirchhoff est mise en défaut. L'utilisation du modèle est limitée aux cas des éléments de coques car cet élément propose un bon équilibre entre bonne représentation et limitation du nombre de nœuds (4 nœuds avec 6 DDL par nœud). De plus, les états limites de calcul sont définis par rapport à l'équilibre et les forces internes résultantes et non de la distribution des contraintes; d'où l'emploi d'élément 2D avec une densité de maillage limitée.

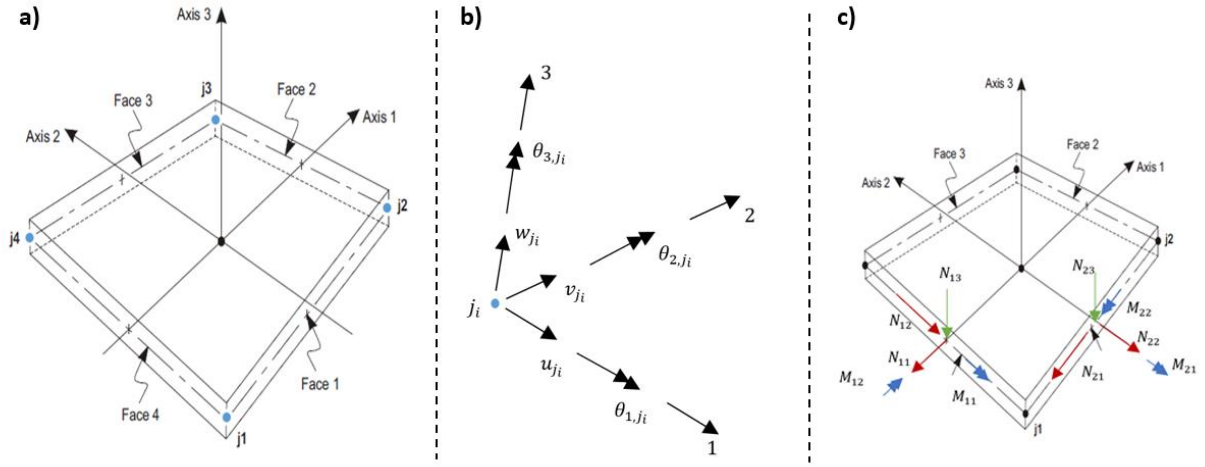


Figure 3.2 : Modélisation de l'élément SHELL-THICK : a) Élément 4 nœuds (CSI, 2017), b) 6 DDL par nœud, c) Forces internes.

Pour valider le choix des éléments, Limoges (2008) a réalisé une étude comparative des périodes fondamentales pour quatre modèles : poutre 3D, coques minces, coques épaisses et solides 3D.

Tableau 3.1 : Comparaison des périodes de vibration pour 4 modèles EF (Limoges, 2008).

Période de vibration (s)				
Direction	**Poutres**	**Coques minces**	**Coques épaisses**	**Solides 3D**
Amont- aval	0.06	0.06	0.06	0.06
Rive gauche- rive droite	0.06	0.05	0.07	0.07
Verticale	0.03	0.03	0.03	0.03

Les résultats sont suffisamment proches du cas solide pour considérer que l'hypothèse de coque épaisse est suffisante. Ainsi, le modèle EF utilisé présente 8 558 éléments avec 16 878 degrés de libertés dynamiques et 34 162 degrés de libertés statiques.

3.1.2.1 Modélisation des sous-pressions à la base

La différence de pression entre l'amont et l'aval génère un écoulement à l'intérieur du barrage et du rocher de fondation qui se traduit par des sous-pression à la base. La force hydrostatique active résultante est à considérer dans l'analyse de la stabilité. Pour les sections non-drainées, ni fissurées, la distribution des sous-pressions varie linéairement de la pleine charge hydrostatique amont à celle aval.

L'hypothèse d'un ouvrage poids non drainé est prise puisque les piliers et les coursiers de l'évacuateur ne possède pas de drain. Toutefois, une sous-pression constante est prise le long du nez du pilier qui est entouré d'eau (cf. figure 3.3).

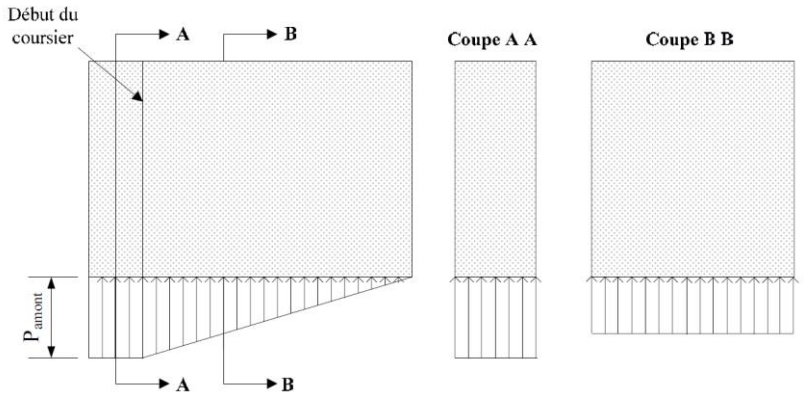


Figure 3.3 : Profil des sous-pressions d'un évacuateur de crues pour un plan d'analyse à la base de l'ouvrage (Limoges, 2008).

3.1.2.2 Forces hydrostatiques et hydrodynamiques

La hauteur d'eau est le principal paramètre influençant la valeur et la distribution des forces hydrauliques. Pour un évacuateur de crue, il faut considérer :

- la pression d'eau sur la face amont et aval,
- les sous-pressions à la base de l'ouvrage,
- la pression d'eau sur la crête en cas de submersion.

Le guide canadien (CDA, 2007) recommande la prise en compte de la poussée de l'eau sur le parement amont et aval comme hydrostatique, c'est-à-dire qu'elle dépend seulement de la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage. La pression de l'eau suit une distribution linéaire du pied du barrage jusqu'au niveau de l'eau et s'exerce normalement à la surface du parement amont.

Les effets hydrodynamiques sont simplement pris en compte par l'ajout de masses supplémentaires de Westergaard (USACE, 2003) dans la direction amont-aval et d'Epstein (1976) dans la direction rive gauche-droite entre les piliers. Ainsi, la compressibilité de l'eau est négligée.

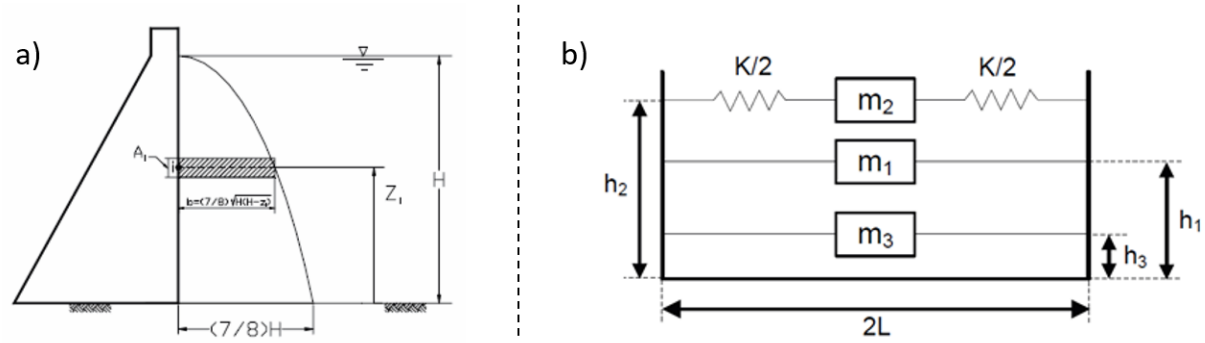


Figure 3.4 : Modélisation des masses hydrodynamiques : a) Masses de Westergaard (USACE, 2003) et b) Masses d' Epstein (1976).

Dans le modèle d'estimation de l'aire fissurée à la base, la fondation et le sol sont supposés infiniment rigides, ce qui est défavorable vis-à-vis du calcul de stabilité. Considérer la fondation rigide implique une déformation comme un élément rigide. Aucune courbure ne se produira le long de sa longueur ou de sa largeur, même si elle subit une charge concentrée. Dans le cas d'une charge centrée (ce qui n'est pas le cas lors de l'analyse), la distribution des pressions de contact est illustrée dans la figure 3.5.

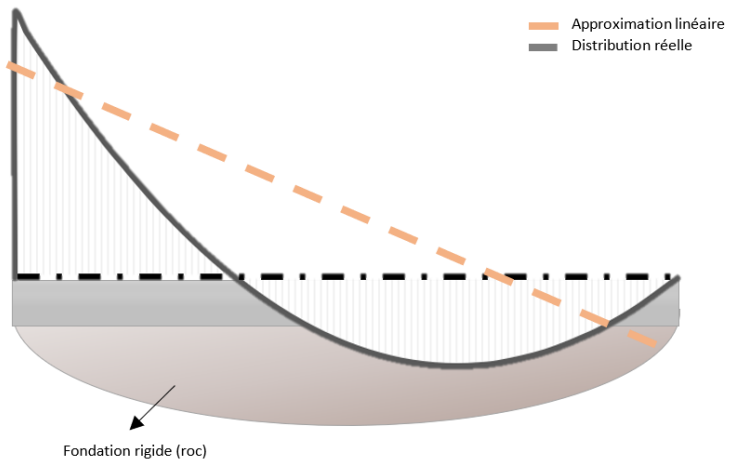


Figure 3.5 : Diagramme des pressions à la base sur une fondation rigide soumise à un effort normal et un moment.

3.1.3 Analyse modale

Pour mieux définir la plage d'importance pour le calcul du spectre cible, une analyse modale du modèle EF a été conduite. Il s'agit d'une méthode de Ritz avec un pas de temps d'analyse de $7.35*10^{-3}$ s et un amortissement constant fixé à 5%. Le nombre de modes pour le calcul est choisi pour garantir une participation de masse modale effective supérieur à 90%, soit 500 modes. L'ensemble des paramètres de matériau et de charges sont pris égaux à la valeur moyenne comme dans le cas d'une analyse déterministe.

Les résultats de cette analyse mettent en exergue la grande rigidité de la sous-structure en béton devant la structure métallique. Les cinq premiers modes sont des modes parasites issues de la contribution des ressorts d'Epstein. Dès lors, le premier mode significatif de l'évacuateur correspond au premier mode des vannes. Les premiers modes de chaque sous structures avec la valeur de la période correspondante ainsi que l'allure de la déformée sont présentées à l'ANNEXE A ainsi qu'au tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Comparaison des périodes de retour fondamentales des systèmes de la structure.

Mode	T(s)	% Masse modale X	% Masse modale Y	Commentaires
6	1.105	0.00%	0.00%	Mode fondamental de la vanne
51	0.233	0.00%	0.13%	Mode fondamental de la charpente acier selon Y
105	0.130	0.76%	0.00%	Mode fondamental de la charpente acier selon X
251	0.0695	0.00%	24.89%	Mode fondamental de la structure béton selon X
265	0.0675	47.34%	0.00%	Mode fondamental de la structure béton selon Y

Pour le développement des spectres, plusieurs intervalles de périodes sont possibles pour garantir une masse effective supérieure à 90%. Parmi eux, le meilleur compromis est [0.005;1s] correspondant aux modes 6 à 486. Ce choix intègre l'ensemble des premiers modes de chaque sous-structure : vanne (6), charpente selon amont-aval (51), structure béton selon rive gauche/droite (251) et amont/aval (265). Dans le calcul de la masse modale, les structures de vannes et de charpente métallique étant très légères devant la structure en béton, leurs contributions respectives à la masse modale effective sont plus faibles.

3.1.4 État initial pour l'étude

Les conditions initiales de l'état de l'ouvrage sont définies et sont variables entre différentes analyses. Les principaux états sont (1) l'ouverture des vannes (nombre et position des vannes ouvertes) et (2) choix d'un chargement de glace statique (couvert de glace) ou non.

3.1.4.1 Modélisation de l'ouverture des vannes

L'ouverture des vannes est contrôlée par deux variables : de manière déterministe pour la première quantifiant le nombre de vannes ouvertes (allant de 1 à 5) et de manière probabiliste selon la seconde qui mesure l'ouverture de la vanne. Cette dernière est directement proportionnelle à la longueur de l'élément câble dans le programme de telle sorte que : $\Delta h = 13.25 - L_{cable}\ avec\ \Delta h \in [0\ m\ ;9\ m]$. Pour l'analyse Tornado, le nombre vannes ouvertes sera pris successivement égal à [0,1,5] où 0 correspond au cas opérationnel standard, 1 aux cas d'une seule vanne opérante (ce qui est possible en hiver à cause du gel car une seule vanne est chauffée) et 5 aux cas des grandes crues (par exemple à la débâcle printanière).

La modélisation de l'élément vanne suspendu à un câble a été simplifié par la modélisation en quatre poutres avec une masse à leurs extrémités prise égale au quart de la masse totale de la vanne.

Chaque poutre est modélisée sous une vis de levage. Le comportement du système [poutre + masse] est assimilable à un pendule simple. Dans une analyse linéaire en petit déplacement, les propriétés de section sont assignées, telles que la rigidité selon les axes y et z du repère local, sont égales à la rigidité latérale théorique du pendule simple.

$$k_{y\ ou\ z} = \frac{3EI}{l^3} = k_{lat\ théorique} = \frac{mg}{l} \qquad (3.1)$$

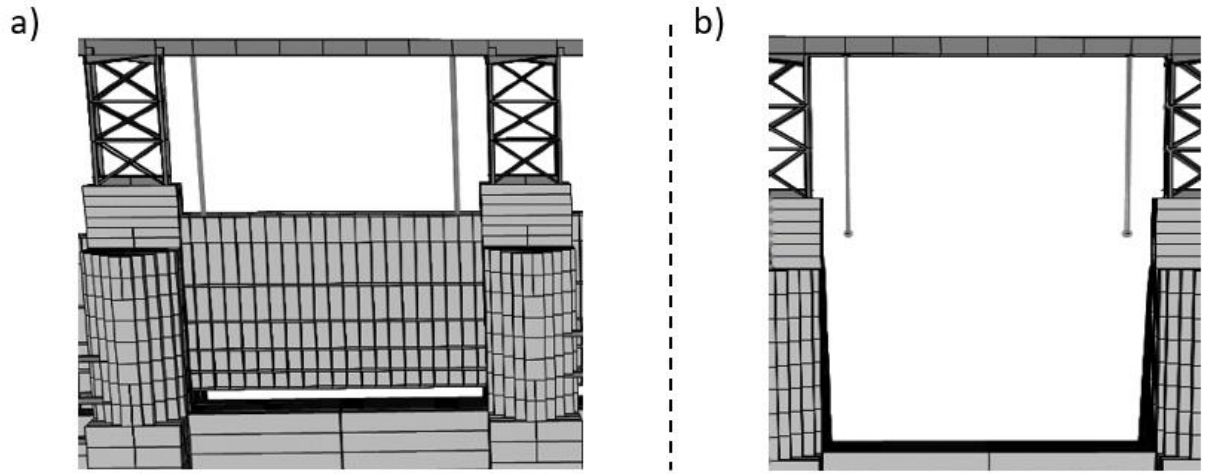


Figure 3.6 : Modélisation de la vanne ouverte : a) modèle « réel » vs b) modèle simplifié.

Un modèle de validation a été réalisé pour valider une modélisation par un pendule. L'objectif du modèle était de comparer les périodes fondamentales sur le logiciel SAP2000. Les résultats sont concluants et sont totalement identique entre la formule théorique $T = 2\pi\sqrt{\frac{l}{g}}$ et une analyse modale par la méthode de Ritz ($T_{théorique} = T_{SAP2000} = 4.91$ s).

3.1.4.2 Autres paramètres initiaux

Les autres paramètres initiaux sont définis avant chaque analyse par l'utilisateur. Ces paramètres sont :

- La modélisation du type de charge de glace : [aucune, glace statique, glace dynamique].
- Le nombre de vannes influencées par la glace statique (s'il y a lieu).
- Le nombre de piliers impactés par un bloc de glace (s'il y a lieu).
- La présence de distribution PDF tronquée ou non (cf. section 3.3.5).

- La considération d'une résistance au cisaillement béton-rocher au pic ou résiduelle (cf. section 3.3.3.4)
- Le choix d'une période de retour sismique pour l'accélérogramme : [200, 500, 1000, 2500, 5000, 10 000 années].
- Le choix de la considération d'une crue ou non.

3.2 Développement des spectres et accélérogrammes

3.2.1 Choix des spectres horizontaux de calcul spécifique au site

Pour évaluer les aléas sismiques par la méthode du spectre de réponse, la première étape est de calculer le spectre de calcul à probabilité de dépassement uniforme (ou UHS). Le calcul du spectre UHS pour un site particulier peut se faire selon plusieurs méthodes : modèle d'atténuation spécifique développé par un sismologue ou utilisation des normes ou guides sismiques dans la région étudiée. Il est à noter que l'objectif du développement d'un spectre adéquat nécessite la connaissance de la plage de période d'étude de la structure. Pour cela, une analyse modale préliminaire intégrant plus de 90% de la masse modale est nécessaire. Il est courant d'utiliser la plage [T_0 ; 2*T_1] où T_1 est la plus longue période fondamentale et T_o une période telle que la plage intègre plus de 90% de masse modale. Le spectre de calcul devra être le plus précis possible pour cette plage, soit ici, [0.005; 2 s].

La méthode la plus précise est surement le recours à un sismologue qui développe un modèle intégrant le contexte sismique de la zone d'intérêt. Trois modèles possibles sont : modèle historique (H), basé sur des séismes passés, modèle régional (R) qui reflète le contexte séismo-tectonique régional ou le modèle robuste prenant le maximum des 2 possibilités (Hydro-Québec, 2001).

Mais, si le budget alloué à l'étude ne permet pas d'avoir recours à un sismologue, l'utilisation des normes ou des guides est recommandée. Au Canada, la norme de référence est le Code National du Bâtiment 2015 (CNB, 2015, commentaire J) qui présente des jeux de données pour quatre périodes de retour [125, 500, 1000, 2500 ans]. Pour chaque période de retour, 10 accélérations spectrales dont le PGA (*Peak Ground Acceleration*) sont établis entre 0 et 10s. Ce n'était pas le cas pour les codes 2010 et 2005 qui ne proposaient que 5 périodes de calcul. Cette augmentation du nombre de données est importante dans la perspective d'une étude précise pour des structures

rigides (comme le sont les barrages en béton). En effet, le CNB 2015 autorise la prise en compte d'un spectre moins conservateur pour la plage de période [0,0.5]. Sur cette plage, les accélérations spectrales sont calculées par interpolation (CNB, 2015, commentaire J). Les règles d'interpolation linéaires proposées par le CNB 2015 sont décrites à l'ANNEXE F. D'autres auteurs, Ko et Schellenberg (2002) ont développés des spectres horizontaux pour des périodes de retour supplémentaires [200, 500, 1000, 2500, 10 000 ans] dont notamment pour la région de « Ottawa Valley ». Si cette étude a l'avantage de présenter une meilleure distribution des périodes de retour, les données sismiques utilisés datent de 2002.

Pour illustrer cette incertitude inhérente aux aléas sismiques, une comparaison est menée pour les spectres spécifiques au site pour les CNB 2005, 2010 et 2015 ainsi que les spectres de Ko et Schellenberg (2002). L'ensemble des spectres du CNB est spécifié pour un sol de classe A (roc) en suivant les recommandations du commentaire J (CNB, 2015, commentaire J).

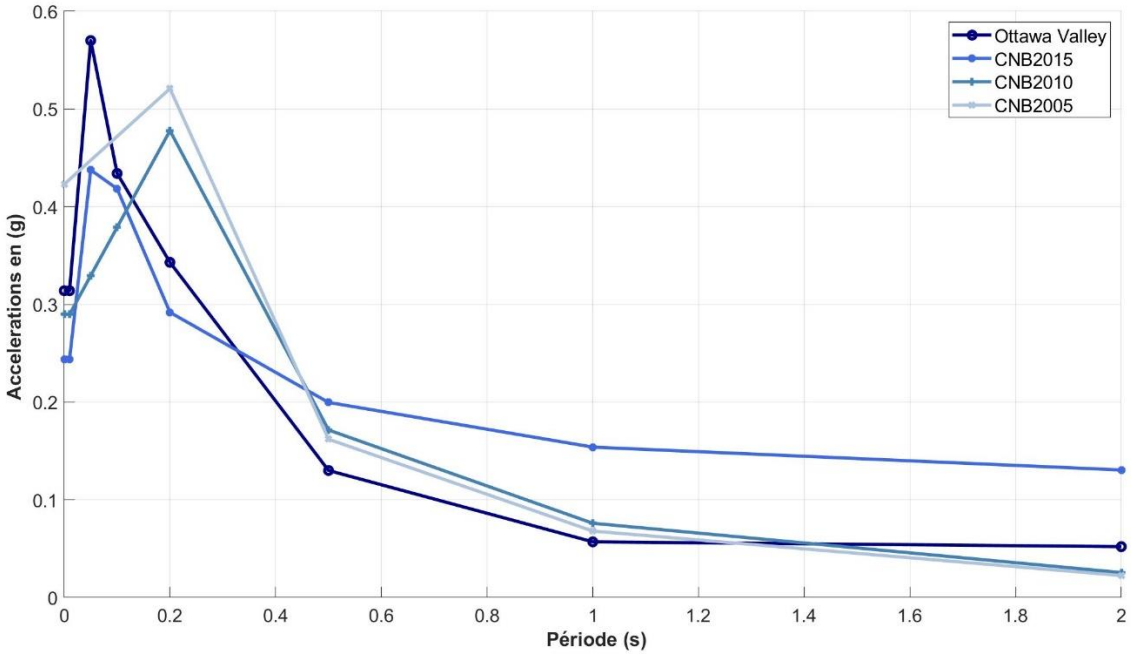


Figure 3.7 : Comparaisons des spectres de calcul horizontaux [Ottawa Valley (2002), CNB2005, CNB2010, CNB2015] pour une période de retour de 2500 ans.

La figure 3.7 illustre une grande variabilité du spectre, notamment dans les courtes périodes avec un écart relatif de 23% sur la plage [0 ; 0.05s] entre « Ottawa Valley » et le CNB2015. Or, ce sont des périodes qui sont importantes dans l'étude de l'évacuateur, car très proche de la période fondamentale de la structure en béton ($T_{f,b}$ = 0.07s). La variation des accélérations et la forme

spectrale sont également différentes conduisant à une sous-estimation pour les codes 2005 et 2010 dans les plus basses périodes. Ce résultat s'explique autant par les modifications du modèle sismique que par l'absence de données directes dans cette plage pour ces versions. Pour un chargement sismique, toutes ces variations sont davantage des incertitudes liées à un manque de connaissance (exemple : position d'une faille, géologie du site …) qu'à un phénomène intrinsèquement aléatoire. Cette grande variabilité est parmi les plus importantes lors de l'analyse des structures. Tekie et Ellingwood (2003) soulèvent des questionnements importants pour l'analyste : Quel modèle choisir ? Comment prendre en compte cette incertitude ?

Dans la perspective d'une étude sécuritaire, ces résultats posent question car les nouveaux modèles présentent une diminution des valeurs pour les courtes périodes. Qui plus est, Limoges (2008) a déjà développé les accélérogrammes compatibles avec les spectres cibles de Ko et Schellenberg (2002). Dès lors, les spectres cibles horizontaux utilisés pour la suite de l'analyse sont les spectres de la région « d'Ottawa Valley ».

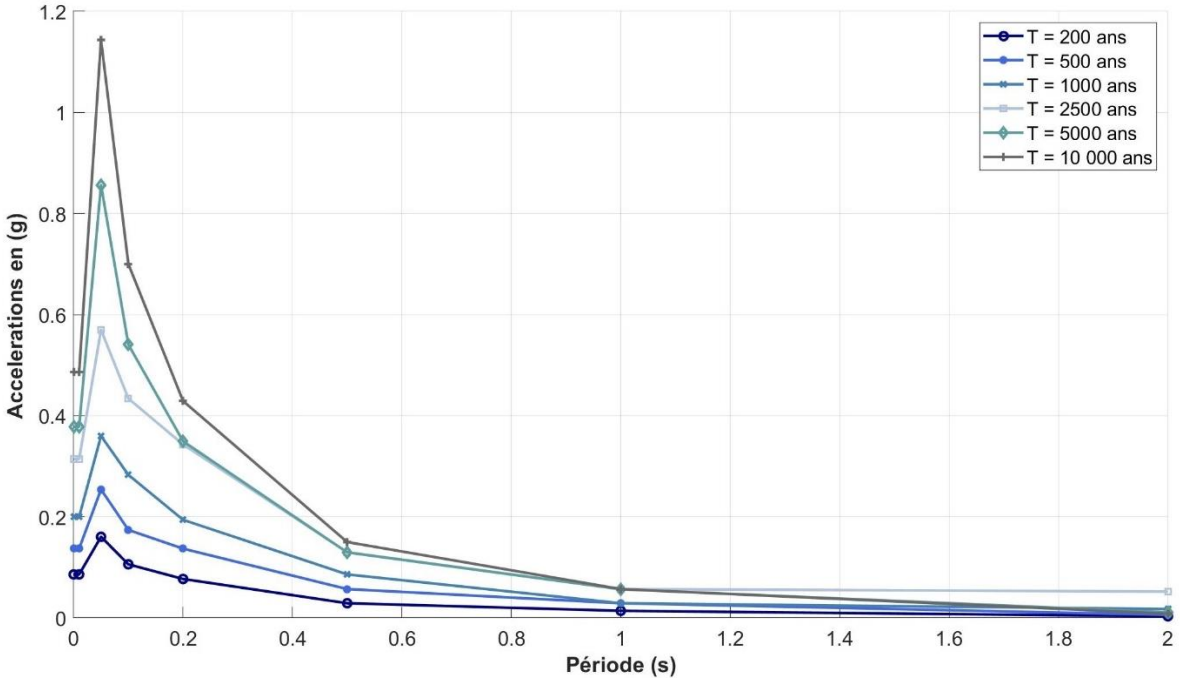


Figure 3.8 : Spectres horizontaux développés pour la région d'Ottawa Valley pour différentes périodes de retour. Adapté de (Limoges, 2008).

3.2.2 Spectres verticaux de calcul

Les spectres verticaux utilisés ont été développés par Limoges (2008) grâce à la méthode *Shift and Reduce*. Contrairement à l'application d'un simple facteur d'étalonnage, cette méthodologie prend à la fois en compte la réduction des accélérations et la différence de contenu fréquentiel ainsi que l'effet d'éloignement des sources. Cette technique consiste à appliquer un facteur de réduction sur les périodes du spectre horizontal (S_f), ce qui a pour effet de décaler le spectre vers de plus faibles périodes (hautes fréquences) de vibration. Dans un second temps, les accélérations spectrales sont réduites par un facteur (R_f). Dans le cadre de ce mémoire, l'éloignement des sources a été considéré inférieur 30km.

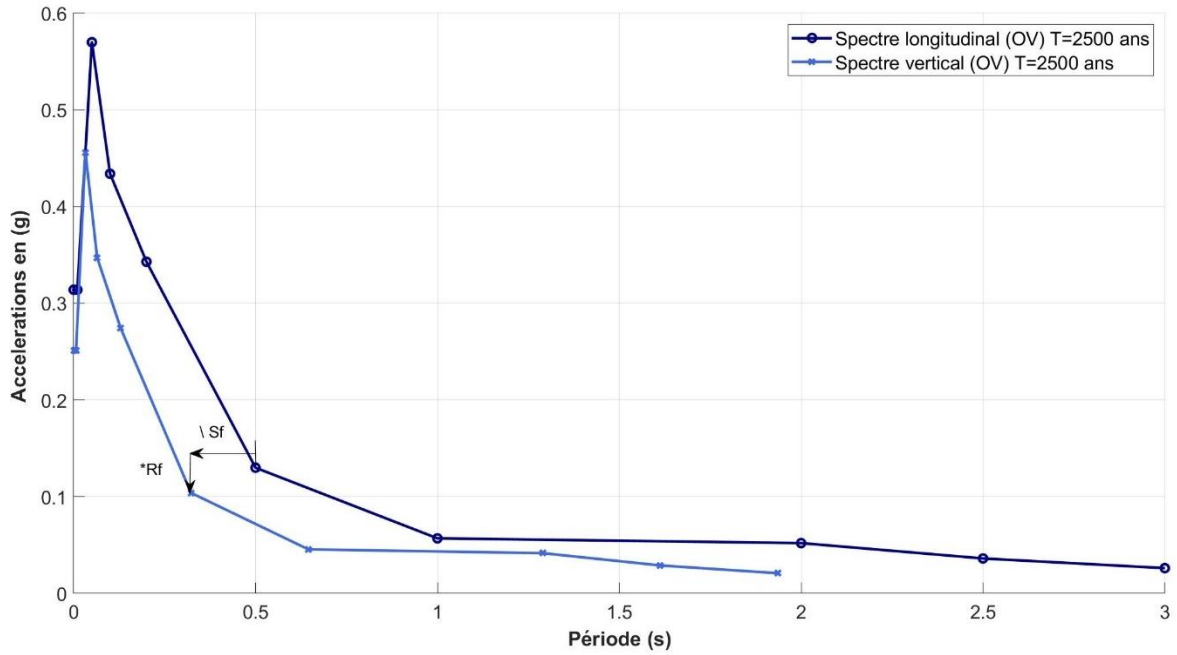


Figure 3.9 : Comparaison des spectres horizontaux et verticaux par la méthode *Shift and Reduce* : application de la méthode de Christopoulos, Léger et Filiatrault (2003).

3.2.3 Accélérogrammes compatibles

Les accélérogrammes utilisés dans ce projet ont été développés par Limoges (2008) dans le cadre de son projet de maitrise. Pour réaliser une analyse dynamique temporelle sur un ouvrage, les accélérogrammes doivent être compatibles avec les spectres de calcul. Le développement des signaux a été réalisé via le logiciel *SeismoSignal* (Antoniou, Pinho, & Bianchi, 2008). Les

principales caractéristiques des différents accélérogrammes sont présentés au tableau 3.3 avec (a) l'accélération au pic PGA et (b) la pseudo-accélération PSA (g) pour la période de 0.05s. Plus de détails sur les accélérogrammes utilisés est disponible à l'ANNEXE C.

Tableau 3.3 : Caractéristiques des accélérogrammes utilisés pour l'analyse.

Période de retour (ans)	Composante	PGA (g)	Peak PSA (g)
200	L	0.06	0.16
	T	0.06	0.16
	V	0.04	0.09
500	L	0.09	0.24
	T	0.08	0.25
	V	0.05	0.14
1000	L	0.15	0.36
	T	0.13	0.37
	V	0.08	0.19
2500	L	0.25	0.55
	T	0.23	0.59
	V	0.12	0.31
5000	L	0.29	0.84
	T	0.28	0.80
	V	0.18	0.44
10000	L	0.36	1.16
	T	0.34	1.12
	V	0.24	0.63

Légende : L : longitudinal, T : transversal, V : vertical

La combinaison des accélérogrammes lors des calculs est faite sans pondération en considérant l'ensemble des configurations possibles. Au total, huit cas sont envisagés tel que (Charges statiques) ± E_{Long} ± E_{transv} ± $E_{vert.}$ Grâce au logiciel SAP2000, une analyse dynamique temporelle linéaire est réalisée avec un post-traitement des données non-linéaires. Les analyses dynamiques sont réalisées pour un ensemble de six différentes périodes de retour, ce qui correspond à une analyse dynamique incrémentale (IDA).

3.3 Variables aléatoires du modèle

3.3.1 Généralités

Les attributions de densité de probabilité sont basées à la fois sur les données et les modèles phénoménologiques. Lorsque l'on possède de nombreuses données mais une connaissance théorique rudimentaire des phénomènes, la prévision statistique est souvent la meilleure, voire la

seule approche pour l'attribution de PDF. Il est courant d'utiliser les deux premiers moments, c'est-à-dire la moyenne et l'écart type (ou coefficient de variation), pour décrire la valeur centrale et la variabilité (Wen, Ellingwood, Veneziano, & Bracci, 2003). Inversement, avec une bonne connaissance théorique et un modèle représentatif du problème, mais peu de données, une prévision purement théorique est une approche courante.

Le choix d'une distribution adéquate est délicat et doit s'appuyer sur des justifications : modèle théorique, résultats d'essais expérimentaux ou jugement d'expert le cas échéant. Lorsque les paramètres de chargement ne sont pas parfaitement connus, la loi par défaut est la loi normale pour ses propriétés mathématiques intéressantes. C'est le cas notamment pour la charge des sédiments et les sous-pressions (Kreuzer & Léger, 2013).

Pour le choix des distributions des résistances (R), les matériaux sont usuellement représentés par des lois lognormales car beaucoup de paramètres sont positifs. Les événements extrêmes ont souvent des distributions extrêmes. En effet, pour un grand nombre de tirage, la loi normale, par exemple, conduit à une possible sous-représentation des valeurs extrêmes (cf. figure 3.10).

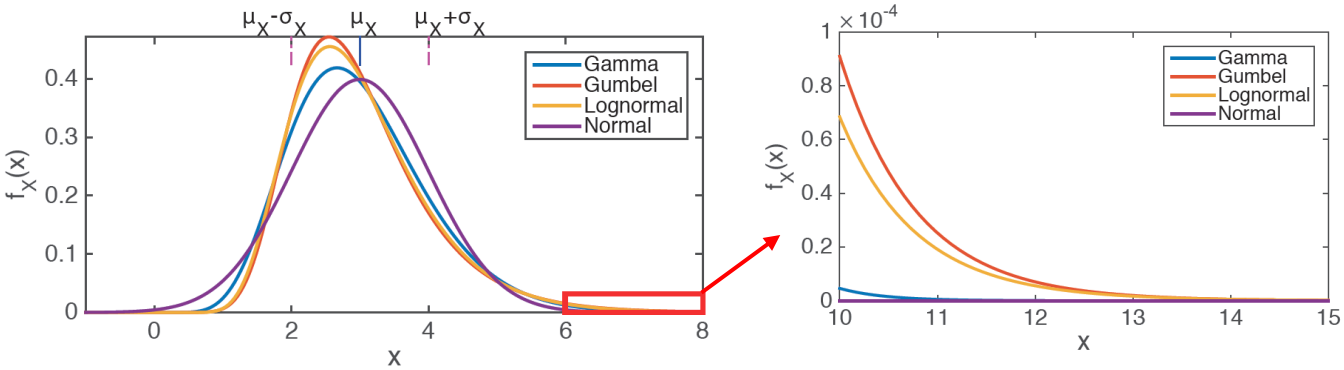


Figure 3.10 : Comparaison des distributions de probabilités pour les lois Gamma, Gumbel, Lognormale et Normale pour une espérance et un écart-type fixé (Goulet, 2016a).

Dans le développement des PDF, il est commun de voir dans la littérature des distributions tronquées sur un intervalle. La question de la troncature est encore sujet à des débats importants. Lors de l'utilisation de bornes, les auteurs évoquent souvent les limites physiques des variables aléatoires considérées. Par exemple, une résistance d'un matériau ne peut être négative. Dans le même temps, le contenu probabiliste présent dans les queues de distribution est parfois important et la troncature transforme parfois de manière importante la distribution du contenu probabiliste.

Deux études seront menées dans le cadre de l'analyse de sensibilité déterministe, l'une avec troncature des distributions et l'autre sans.

3.3.1.1 Corrélation des VA

La non prise en compte de la corrélation entre VA peut fortement affecter le résultat du calcul de probabilité de défaillance p_f. Or, il est évident que les propriétés d'un même matériau sont corrélés, notamment les résistances. Pour quantifier cette corrélation, il est possible d'avoir recours à un coefficient de corrélation linéaire ρ_{ij} entre [-1;1] tel que :

$$\rho_{ij} = \frac{cov(X,Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \qquad (3.2)$$

L'estimation de la covariance n'est pas une tâche facile. En pratique, plusieurs méthodes sont possibles pour calculer le coefficient de corrélation :

- Si des données sont exploitables, une analyse statistique et le calcul d'un estimateur r de ρ se fait à partir d'un échantillon de taille n de couples (X_1,Y_1) , … (X_n,Y_n) (Dodge, 2007) :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})^2 * \sum_{i=1}^{n}(Y_i - \bar{Y})^2}} \qquad (3.3)$$

- Si une relation mathématique lie les deux VA, il est possible d'approximer le coefficient de corrélation linéaire. Si cette relation mathématique est linéaire, le coefficient de corrélation est égal à 1. Dans le cas contraire, il s'agit de générer des échantillons de la variable Y définie telle que Y = g(X). Or, pour reproduire la réalité, il est nécessaire d'introduire une variabilité correspondant à l'écart-type par rapport à la valeur moyenne supposée être g(X). En effet, il est fort probable que la fonction reliant g(X) soit une régression d'une expérience réelle que l'on peut resimuler numériquement. Plusieurs étapes sont à suivre pour calculer le coefficient de corrélation suivant cette méthode :

  (1) Générer des échantillons x_i suivant la méthode « *inverse sampling* »,

  (2) Calcul de y_i tel que $y_i = g(x_i) + v$ où $v \sim N(0,\sigma)$. L'écart-type est à définir par l'analyste,

(3) Calcul de ρ selon l'équation 3.3 à partir des couples (x_i,y_i),

(4) Augmenter le nombre d'échantillons jusqu'à obtenir convergence sur ρ.

- Si ni aucune relation ni donnée n'existent, il faut modéliser la corrélation comme une VA. L'analyste doit anticiper une valeur de corrélation (ex : positive forte, négative faible...). L'utilisation d'une loi Beta dont les paramètres sont à ajuster en fonction de l'intuition de l'analyste est recommandée. À titre d'exemple une loi Beta de paramètre β (2,3) serait adaptée pour modéliser une corrélation positive assez forte entre les deux variables.

3.3.2 Le cas des charges appliquées aux évacuateurs de crue (L)

Dans ce mémoire, quatre cas de chargements seront considérés variables simultanément ou individuellement : le séisme, la crue, les pressions de glace et l'ouverture des vannes. Dans la partie qui suit, ces paramètres sont vus comme des VA, suivant différentes distributions de probabilités selon les études de la littérature.

3.3.2.1 Séisme

De nombreux ouvrages hydrauliques, dont l'évacuateur de crue étudié, n'ont pas été initialement dimensionné vis-à-vis des séismes. Cependant, le séisme est un des aléas très critiques pour le dimensionnement des évacuateurs de crue (notamment dans l'axe faible des piliers). Pour autant, les modèles sismologiques sont en perpétuelle évolution depuis les années 1930. Cette variabilité des modèles implique des charges sismiques qui ne sont pas fixées dans le temps et qui peuvent à la fois diminuer ou augmenter. Pour illustrer cette variabilité des codes de dimensionnement, une étude comparative des spectres de calcul a été menée à la section 3.2.1. Selon Wieland (1999), l'ordre de grandeur de la variabilité des séismes de dimensionnement est environ de 30%, voire même davantage.

Dans une approche déterministe, la vérification des barrages et évacuateurs de crue est effectuée pour deux intensités de séismes, le Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD) et le Séisme de Base d'Exploitation (SBE, OBE).

Le SMD correspond à l'intensité sismique de conception du barrage et des structures connexes comme l'évacuateur de crue. Les propriétaires doivent garantir que les ouvrages hydrauliques résistent sans libération des eaux du réservoir. Même si la sécurité du personnel doit être garantie,

des dommages structuraux et économiques sont tolérés (HK, 2006; Hydro-Québec, 2003b; USACE, 2003). Selon Hydro-Québec (2001), les périodes de retour du SMD sont comprises entre 1000 et 100 000 ans en fonction des choix des réglementations des pays ou État. Hydro-Québec (2003a) recommande une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, soit une période de retour de 2500 ans.

Le OBE est un séisme qui peut se produire durant la durée de vie du barrage et des évacuateurs de crue. La réponse de l'ouvrage doit être élastique et toutes les composantes, dont les équipements de levage, doivent être fonctionnelles en condition post-sismique. Selon les organismes, le OBE varie entre 100 et 1000 ans (ANCOLD, 1998). La norme Hydro-Québec (2003a) représente une probabilité de dépassement de 50% en 100 ans, soit 145 ans.

Pour modéliser de manière probabiliste la récurrence d'un séisme, Filiatrault (2013) propose d'utiliser une loi de Poisson telle que :

$$P_n(T)_{t|N} = \frac{(Nt)^n e^{-Nt}}{n!} \tag{3.4}$$

Avec N le nombre annuel de séisme de période de retour supérieure ou égale à T.

Or, un séisme étant un événement rare, la loi de Poisson est simplifiable tel que la probabilité d'occurrence d'un événement sismique d'intensité supérieure à la période de retour T est :

$$P(T)_{1|N} \approx N = \frac{1}{T} \tag{3.5}$$

Dans la suite du mémoire, le séisme étant considéré comme aléa principal, des valeurs spécifiques de période de retour ont été choisies correspondant aux valeurs des accélérogrammes disponibles. Dès lors, à chaque période de retour est associée une probabilité de défaillance conditionnelle sachant l'occurrence d'un séisme de période de retour T. La probabilité d'occurrence du séisme de période de retour T sera alors calculée selon l'équation 3.26.

3.3.2.2 Chargement de glace

3.3.2.2.1 Chargement de glace statique

Dans les pays aux climats froids, la charge de glace peut avoir un impact significatif sur la structure du barrage. Ce chargement est à la fois local et global et doit dans les deux cas être défini comme une pression (Malm, 2016) mais agissant comme un déplacement contrôlé. En cas de mouvement, il est probable que la poussée de glace sera réduite. La poussée statique est causée par l'expansion thermique et la variation du niveau d'eau.

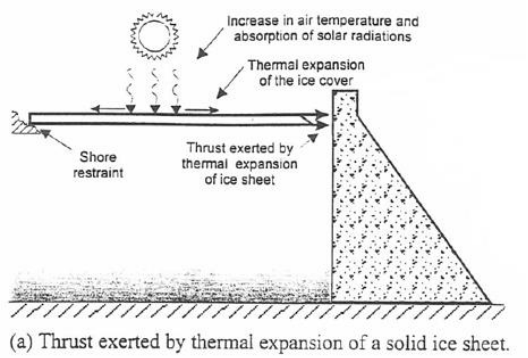


Figure 3.11 : Charge de glace statique par expansion thermique (Léger, 2008).

Ce phénomène est notable pour des structures rigides telles que les barrages en béton, les prises d'eau et les évacuateurs de crue. Les propriétés de glace influencent grandement le chargement statique et son expansion.

Ekström (2002), Comfort, Gong, Singh et Abdelnour (2003) et le bulletin 105 de ICOLD (1996) proposent des modèles théoriques pour caractériser la poussée de glace statique en fonction des paramètres de débit, de température, de variation du niveau d'eau et de la température, etc. Cependant, aucun consensus n'existe et les guides s'appuient à la fois sur des études théoriques, expérimentales et des mesures in-situ. La norme SB-HQ-61-03-01 (2003b) propose les valeurs regroupées au tableau 3.4 dans les cas de combinaisons normales et inhabituelles avec distinction entre les poussées sur les vannes et évacuateurs de crue. Une modification des valeurs est permise mais doit être justifiée par une étude spécifique ou des mesures. Il est à noter qu'un facteur de réduction ½ existe entre la poussée sur les vannes et sur les piliers. Ce facteur sera conservé dans l'étude probabiliste lors de l'assignation des charges.

Tableau 3.4 : Charge du couvert de glace selon la norme SB-61-03-01 (en kN/m).

Type d'ouvrage	Poussée horizontale non majorée (kN/m)	Remarque
Barrage-poids	100/150	Appliquée sur toute la longueur
Évacuateurs	100/150	Appliquée sur toute la longueur (stabilité globale)
Piliers	180	Stabilité latérale
Vannes	75	Appliquée sur toute la longueur de la vanne entre les niveaux max. et min.
Poutrelles d'acier	75	Appliquée sur toute la longueur de la vanne entre les niveaux max. et min.
Poutrelles de bois	30	Appliquée sur toute la longueur de la vanne entre les niveaux max. et min.

Dans une approche probabiliste, le choix de la distribution s'appuie principalement sur des analyses statistiques. Un résumé des mesures effectuées sur les valeurs maximales annuelles des charges de glace a notamment été effectué par Adolfi et Eriksson (2013). Ils ont recueilli toutes les mesures disponibles dans la littérature (au total 27 échantillons). Le résumé montre que les charges de glace peuvent être supposées avoir une distribution lognormale avec une valeur moyenne $\mu = 81$ kN / m et un écart type $\sigma = 86$ kN / m, ce qui donne un coefficient de variation de 107 % (cf. figure 3.12). Cette distribution est également choisie dans l'ouvrage de référence d'analyse probabiliste suédois (Wilde & Johansson, 2016). Il est à noter que le CoV proposé est très élevé, ce qui reflète une grande variabilité des forces. Des propositions de distribution statistique basées sur des modèles théoriques ont été trouvé dans la littérature. En se basant sur un modèle théorique et des données réelles de température, Fredrikson et Persson (2005) ont déterminé un CoV entre 0.29 et 0.46 en simulant des forces avec des périodes de retour entre 40 et 1000 ans. Bergdahl et Wernersson (1977) ont compilé les données météorologiques comme les températures de l'air, la vitesse du vent ou l'humidité de l'air pour 5 lacs puis calculé les forces et la distribution associé. Le CoV associé est entre 0.15 et 0.4.

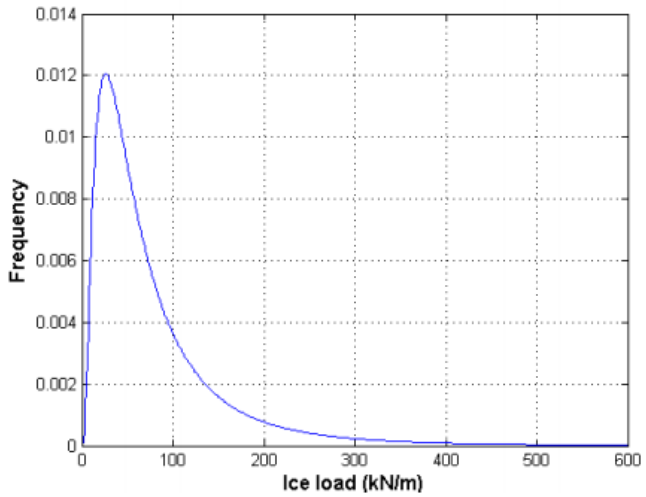


Figure 3.12 : Distribution probabiliste du chargement de glace (Adolfi & Eriksson, 2013).

La distribution lognormale étant définie sur [0 ; +∞], les charges peuvent devenir possiblement aberrantes et dépasser 800 kN/m (Hovde E., Engseth M., Konow T., & Kristiansen S. A., 2018). Deux options ont été trouvées dans la littérature pour réaliser une troncature. (1) La première est d'utiliser une loi trapézoïdale à partir de la loi normale en fixant une charge limite. C'est le choix qu'ont fait Hovde E. et al. (2018) qui ont pris un maximum de glace de 150 kN/m même si cette valeur semble basse aux vues des mesures effectuées par Carter, Sodhi, Stander, Caron et Quach (1998).

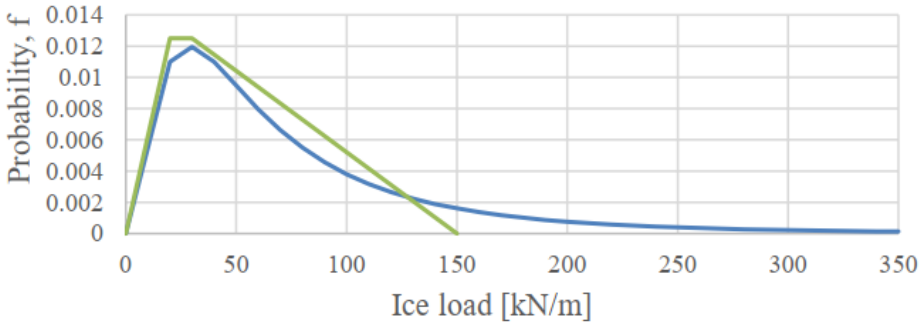


Figure 3.13 : Distribution trapézoïdale de la charge statique de glace (Hovde E. et al., 2018).

(2) La seconde est de considérer que le maximum présente de nombreuses incertitudes. Il s'agit alors de tronquer à partir du max qui suit une VA puis d'ajuster la loi lognormale de sorte que la probabilité sur l'ensemble soit égale à 1. Il y a alors 2 lois de probabilités liées entre elles (Carter et al., 1998) :

$$I \sim LN(\mu_I, \sigma_I) \; et \; I < I_m \; où \; I_m \sim N(\mu_{Im}, \sigma_{Im}) \tag{3.6}$$

$$\begin{cases} \mu_I(h) = \mu_I(1) * h_I \\ \sigma_I(h) = \mu_I(h) * cov \end{cases} \tag{3.7}$$

Tableau 3.5 : Propriétés probabilistes pour modéliser la variable aléatoire de glace statique.

Nom	*Symbole*	*Unité*	*Distribution*	*Moyenne*	*CoV*	*Écart-type*	*[Inf. – Sup.]*	*Commentaires*	*Référence*
Charge de glace statique	I	kN/m	COV respectivement entre [15%-40%] et [29%-46%]					Modèles théoriques	Resp. (Bergdahl & Wernersson, 1977) et (Fredrikson & Persson, 2005)
			LN	80	100%	80	-	A combiner avec Imax ; adapté pour le Nord de la Suède	(Wilde & Johansson, 2016)
			LN	81	106%	86	< 253	Cas d'étude avec h=1m dans le nord de la Suède	(Fouhy & Ríos Bayona, 2014)
			Exponentiel	100	-	-	-	Appliqué aux piles de pont	(Brown, Jordaan, & Croasdale, 2001)
			N	120	50%	60	-	Étude d'un barrage poids	Adapté de (Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018b)
Maximum Glace statique	I_{max}	kN/m	N	250	10%	25	> 0	Complémentaire de la VA I	(Wilde & Johansson, 2016)

Le couplage du chargement de glace avec un séisme n'est pas bien connu. Leger, Tinawi et Lariviere (1998) proposent que la présence de glace modifie la présence des masses de Westergaard par l'ajout de masse supplémentaire mais aussi d'amortissement et de rigidité à l'ouvrage, car les mouvements transversaux de l'ouvrages sont plus contraints. Les conditions de contacts sont également modifiées et très difficiles à modéliser. Dans le domaine des plateformes offshores, le guide intitulé "*Actions from ice on arctic offshore and coastal structures*" (2006) analyse les scenarii à considérer entre la glace et les séismes. Selon Løset et al. (2006), les masses de glace statiques et hydrodynamiques doivent être ajoutées à la masse de la structure. Pour des structures offshores dans des régions arctiques, des expériences ont été menées par Yamauchi et Kamesaki (2000) et par Toyama, Kato, Kamesaki, Yamauchi et Kurokawa (2001). Les résultats obtenus par les deux groupes n'incitent pas à aller dans le même sens : les premiers indiquent une influence significative du couvert de glace sur les actions quand les seconds évoquent une influence négligeable. Dans le cadre de ce mémoire, la modification des masses ajoutées en présence de couvert de glace ne sera pas considérée. Son développement pourra se faire dès lors que les interactions glace-séisme seront mieux connus dans le domaine des barrages.

Ainsi, deux distributions sont évaluées dans la suite du mémoire. L'une avec une médiane à 80 kN/m dont les paramètres sont équivalents aux études menées en Suède (Fouhy & Ríos Bayona, 2014; Wilde & Johansson, 2016). L'autre a une moyenne fixée à 120 kN/m pour garantir une cohérence par rapport aux recommandations d'Hydro-Québec qui sont plus contraignantes.

3.3.2.2.2 Impact dynamique de glace

Les impacts dynamiques de glace proviennent de glaces flottantes qui se rencontrent dans les rivières et cours d'eau nordiques, principalement à la débâcle printanière. Les blocs de glaces impactant la structure peuvent avoir des masses de plusieurs tonnes et engendrer des dommages importants sur la structure et les équipements ; ce qui peut contraindre l'opérabilité de l'ouvrage.

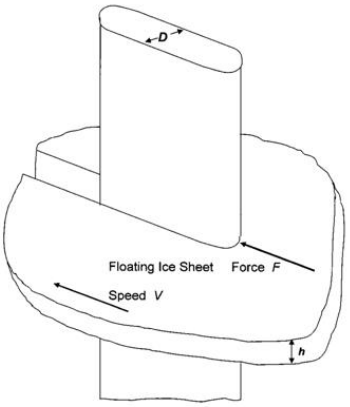


Figure 3.14 : Charge dynamique de glace sur une pile de pont (Sodhi & Haehnel, 2003).

Les forces générées dépendent essentiellement de la masse, de l'épaisseur et de la vitesse du bloc de glace (Sodhi & Haehnel, 2003). Une analyse comparative des formules selon plusieurs codes est proposée.

Tableau 3.6 : État de l'art des formules de calcul de la force dynamique de glace.

Normes / Références	Formule	Paramètres
Méthode Hydro-Québec de CESEC (1990) dans (Leclerc et al., 2017)	$F_l = m.n.h.f_g.B$ $F_t = \frac{0.5.h.f_g}{\cos(\alpha)}$	m = coefficient de forme de la pile n = coefficient d'inclinaison de la pile h = épaisseur de la glace f_g = résistance à la compression de la glace B = largeur de la pile α =Angle du nez
Canadian Standards Association (CSA, 2006)	$F = F_c = C_a.p.t.w \quad avec\ C_a = \sqrt{\frac{5t}{w}+1}$ • Cas 1 : $\begin{cases} F_l = F \\ F_t = 0.15.F \end{cases}$ • Cas 2 : $\begin{cases} F_l = 0.15F \\ F_t = \frac{F}{(2.\tan(0.5\beta+\theta_f))} \end{cases}$	t = Épaisseur de glace (m) Ca = coefficient de forme α = Angle vertical du pilier β = Angle de forme du pilier θf = Angle de friction de glace
Norme Canadienne CAN3-S6-M88 (1988) dans (ICOLD, 1996)	$F_l = K_2\sigma Bh$ Avec $K_2 = \sqrt{\left(\frac{5h}{B}\right)+1}$	K3 = Coefficient dépendant du rapport B/h σ = résistance à la compression de la glace (kPa) B = largeur de l'ouvrage (m) h = épaisseur de la glace (m)
Norme soviétique SNiP2.06.04.82 (1983) dans (ICOLD, 1996)	$F_l = K_1K_2\sigma Bh$	K1, K2 = Coefficient dépendant de la géométrie de l'ouvrage σ = résistance à la compression de la glace (kPa) B = largeur de l'ouvrage (m) h = épaisseur de la glace (m)
Méthode de Carter dans (ICOLD, 1996)	$F_l = K_1\sigma Bh$ $F_t = K_3\sigma Bh$	K1, K3 = Coefficient dépendant de la géométrie de l'ouvrage σ = résistance à la compression de la glace (kPa) B = largeur de l'ouvrage (m) h = épaisseur de la glace (m)
Méthode utilisée par CADAM 3D (Leclerc et al., 2017)	$F_l = m.n.h.f_g.B$ $F_t = \frac{0.5.h.f_g}{\sin(\alpha)}$	m = coefficient de forme de la pile n = coefficient d'inclinaison de la pile h = épaisseur de la glace f_g = résistance à la compression de la glace B = largeur de la pile α =Angle du nez

Légende : F_l : force longitudinale ; F_t : force transversale.

Le calcul de la force fait intervenir l'épaisseur de glace ainsi que la résistance en compression de la glace en fonction de la température. Pour le calcul de la force de glace, ICOLD (1996) recommande une épaisseur de glace au moins égale à 80% de celle ayant une période de retour de 100 ans. Les valeurs de la résistance ultime de la glace f_g pour différentes valeurs de températures sont proposées pour un mode de rupture d'écrasement ou de flexion. Pour un pilier d'inclinaison nulle, la force de fracture de la glace par flexion n'est pas à considérer.

Tableau 3.7 : Résistance ultime de la glace en fonction du chargement et du type de sollicitation (ICOLD, 1996).

Résistance ultime de la glace	Température moyenne des 6 jours précédents le chargement de la couverture de glace				
	0°C	-5°C	-10°C	-15°C	-30°C
Écrasement (σ)	450	900	1 100	1 200	1 500
Flexion (σ')	335	680	835	900	1 125

Pour une approche probabiliste de l'impact de glace, aucune étude n'a été trouvée utilisant une distribution de probabilité dans le domaine des barrages. Deux modélisations issues respectivement du domaine des ponts et des plateformes offshore constituent des références intéressantes (Brown et al., 2001) et (Staroszczyk, 2007). La distribution lognormale est choisie dans les deux cas même si les valeurs moyennes différent d'un facteur 10 entre les deux études.

Tableau 3.8 : Propriétés probabilistes pour modéliser la variable aléatoire d'impact de glace.

Nom	*Symbole*	*Unité*	*Distribution*	*Moyenne*	*CoV*	*Écart-type*	*[Inf. – Sup.]*	*Commentaires*	*Référence*
Impact dynamique de glace	I_{impact}	MN	LN	10.2	22%	2.2	< 22.4	Appliqué aux ponts (CAN)	(Brown et al., 2001)
			Weibull / LN	1.69	12%	0.2	-	Condition Offshore différente (valeur maximale)	(Staroszczyk, 2007)

Dans le cas de notre modèle d'évacuateur, une étude comparative des forces d'impact de glace est menée selon les normes CESEC, canadienne, soviétique ou selon la méthode de Carter. À partir de ces valeurs calculées en intégrant les propriétés géométriques de l'évacuateur, une proposition de distribution est faite.

Le paramètre majeur à prendre en compte dans le calcul des forces de glace, à la fois statique et dynamique est l'épaisseur de la glace. La norme de référence d'Hydro Québec SB-HQ-61-03-01 (2003b) utilise une valeur d'épaisseur de glace de 0.6m comme valeur de référence. Sachant que les impacts de glace ont principalement lieu à la fonte printanière des glaces, la température de la glace sera fixée à -5°C correspondant à une résistance en compression de f_g = 900 kPa (ICOLD, 1996). En effet, une valeur inférieure de température a des risques d'être trop conservatrice et risque d'occasionner un surdimensionnement de la structure. Une validation avec les résultats du logiciels CADAM 3D (Leclerc et al., 2017) est réalisée. La forme géométrique du pilier est considérée comme sur les plans, c'est-à-dire elliptique.

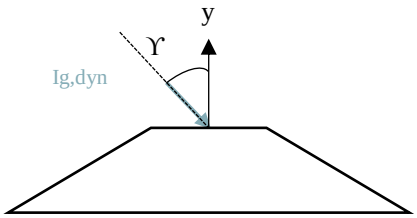
Tableau 3.9 : Comparaison des forces dynamiques selon différents codes de calcul.

		Ponts d'autoroute (CSA, 2006)				*Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD, 1996)*							
	CESEC	**Cas 1**	**Δ (%)**	**Cas 2**	**Δ (%)**	**Norme CAN**	**Δ (%)**	**Norme Soviétique**	**Δ (%)**	**Carter**	**Δ (%)**	**CADAM 3D[3]**	**Δ (%)**
Fl (kN)	1628	3176	95%	1588	-2%	3176	95%	3331	105%	2887	77%	1628	0%
Ft (kN)	1438	476	-67%	1071	-26%	ND	ND	ND	ND	690	-52%	2398	67%
Ftot (kN)	2173	3211	48%	1915	-12%	3176	46%	3331	53%	2968	37%	2899	33%

Légende : F_l : force longitudinale ; F_t : force transversale ; ND : Non défini.

La norme CESEC est la norme qui indique des valeurs plus petites que les autres guides du point de vue de la force longitudinale et totale. Cette différence s'explique par la faible valeur du coefficient de forme utilisé. Il est aussi à noter que la formule du CESEC présente des formules différentes pour la force par rapport à CADAM3D. Dans l'étude, les résultats de CADAM3D sont considérés et l'angle d'application de la charge dynamique ϒ entre 0 et 45°.

$$\begin{cases} I_{g,dyn} = \sqrt{F_y^2 + F_x^2} \\ Fx = I_{g,dyn} * \sin(\gamma) \\ Fy = I_{g,dyn} * \cos(\gamma) \end{cases} \qquad (3.8)$$



Sur le modèle EF, le point d'application de la charge sera le point situé à la hauteur $z_g = H_w - h_g/3$. Pour calculer les paramètres de la distribution lognormale, un coefficient de variation de 20% est utilisé. De plus, comme l'épaisseur de glace de calcul correspond à une période de retour de 80 ans, on suppose que la force calculée correspond à une probabilité de dépassement de 1/80=0.0125. A partir des équations du CDF, les paramètres logarithmiques sont estimés. Le système à résoudre est :

$$\begin{cases} \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\mathrm{erf}\left(\frac{\ln(x_{calc}) - \mu}{\sigma}\right) = 1 - \frac{1}{T} = 0.9875 \\ cov = \frac{\sigma(X)}{E(X)} = \frac{e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}}}{\sqrt{e^{2\mu+\sigma^2}.(e^{\sigma^2} - 1)}} \end{cases} \quad avec\ \ln(x_{calc}) = \ln(F_{carter}) = \ln(2968) \qquad (3.9)$$

[3] (Leclerc et al., 2017)

3.3.2.3 Variation de la hauteur d'eau

La détermination des hauteurs d'eau est une tâche complexe car elle fait appel à des modèles hydrologiques et météorologiques; ce qui implique une forte présence d'approximations et d'estimations. Comme le montre le rapport d'Ouranos (2017), cette incertitude est d'autant plus grande que le dérèglement climatique entre dans l'équation. Les effets de ce phénomène sont très difficiles à prévoir car ils sont à la fois favorables (augmentation des épisodes pluies intenses) et défavorables (fonte des glaces précoce) pour l'intensité de la PMF (Clavet-Gaumont et al., 2017).

Le dimensionnement des structures de barrages est basé sur le PMF (*Probable Maximum Flood*). Or, il y a une forte incertitude sur la hauteur d'eau associée à cette crue PMF car les modèles hydrologiques sont en évolution constante. En effet, les mesures météorologiques datent d'au mieux 250 ans et les modèles utilisés sont donc des extrapolations de ces mesures sur des périodes de retour plus grandes. Pour le dimensionnement, la loi sur la sécurité des barrages classe les ouvrages en fonction des conséquences d'une potentielle rupture dans 5 catégories. La classe A comprend de façon générale les barrages les plus grands, dont les conséquences de rupture sont potentiellement les plus importantes et la crue de dimensionnement associée correspond à une période de retour de 10 000 ans (Gouvernement du Québec, 2018a). Il s'agit de la classe à laquelle l'ouvrage étudié appartient.

Pour l'analyse de stabilité en présence de crue, l'approche probabiliste est pertinente car les incertitudes (réchauffement climatique, précision des modèles et mesures) sont directement considérées. Les résultats sont toujours exploitables même si les modèles de dérèglement climatique évoluent grâce à l'utilisation de variables de hauteur d'eau continues et non fixées à une hauteur précise.

Pendant la majorité de la durée de vie de l'ouvrage, la hauteur d'eau varie entre les niveaux minimum et maximum d'exploitation. Cependant, en cas de crue importante et/ou d'inopérabilité des vannes, le niveau d'eau peut monter au-dessus du niveau d'eau d'exploitation h_{rwl}. Selon Wilde et Johansson (2016) et Fouhy et Ríos Bayona (2014), le niveau d'eau maximum annuel h_w est décomposable tel que :

$$h_w = h_{rwl} + d_e \tag{3.10}$$

Avec h_{rwl} le niveau d'eau d'exploitation (donnée déterministe) et d_e la variation de hauteur d'eau qui peut suivre une distribution probabiliste.

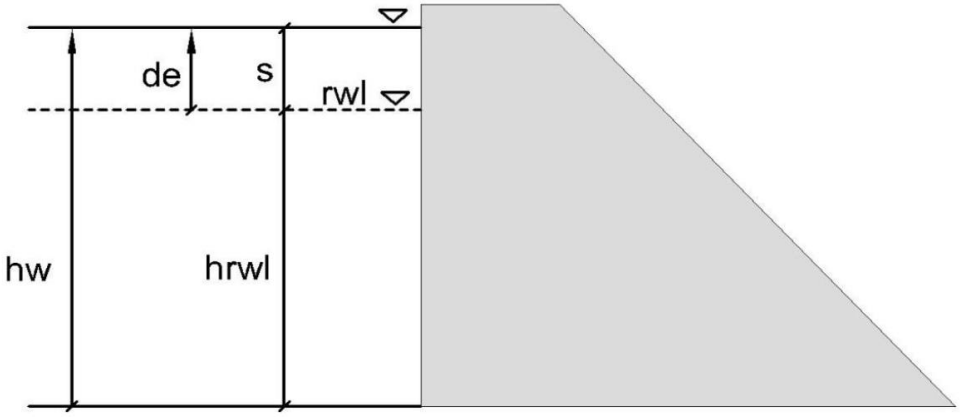


Figure 3.15 : Définition des variables h_w , h_{rwl} et d_e (Fouhy & Ríos Bayona, 2014).

Le guide suédois PMCD propose une méthode pour estimer une distribution probabiliste du niveau d'eau en utilisant les données du débit de dimensionnement ainsi que les caractéristiques des évacuateurs de crue. Cette méthode a été mise en application dans trois cas d'études d'évacuateurs de crue par Fouhy et Ríos Bayona (2014). Les principales étapes de la méthode sont :

(1) Définir les informations spécifiques au site : données géométriques des vannes, niveaux d'exploitations de l'eau, calcul du coefficient de décharge μ.

(2) Estimation du débit pour des périodes de retour entre 100 ans et la période de dimensionnement (souvent fixée à 10 000 ans) grâce à une relation linéaire entre le débit et le logarithme de la période :

$$\frac{\log(100)}{Q_{100}} = \frac{\log(T)}{Q_T} \qquad (3.11)$$

(3) En développant un modèle hydrique du débit de décharge de l'évacuateur et du débit évacué au dessus du niveau de crête, le niveau d_e est estimé en fonction de la période de retour sachant que les vannes sont disponibles.

(4) Estimation de la distribution PDF de d_e.

En pratique, cette méthode nécessite des données de qualité pour les entrées de l'étape 1 qui conditionnent la distribution finale. Un exemple de résultat de distribution obtenu par Fouhy et Ríos Bayona (2014) est présenté à la figure 3.16.

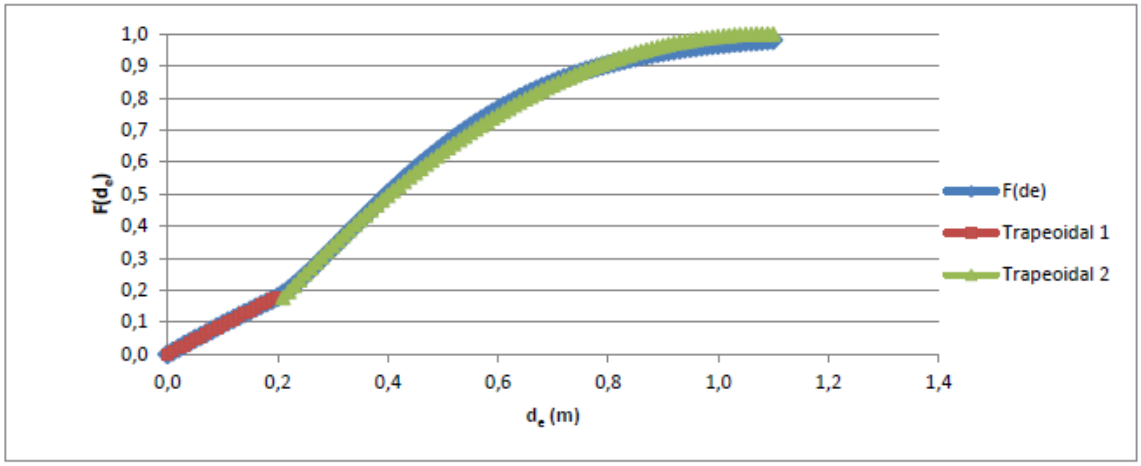


Figure 3.16 : Exemple de PDF de la VA d_e. La ligne bleue correspond à la distribution empirique de $P(d_e>s \mid d_e>0)$ et les lignes rouge et verte les PDF trapézoïdaux de paramètres (0,0,0,2.13) et (0.12,0.12,0.12,1.08) (Fouhy & Ríos Bayona, 2014).

Une approche plus complexe est proposée par Carvajal et al. (2009) via la méthode SHYPRE. Cette méthode consiste à développer des hydrographes spécifiques au site puis de tirer aléatoirement une cote initiale. La cote maximale de crue sera calculée pour chaque couple (hydrographe, cote initiale) généré. Le lecteur interessé peut se référer à l'article de Carvajal et al. (2009).

Tableau 3.10 : Propriétés probabilistes pour modéliser la variable aléatoire de crue.

Nom	*Symbole*	*Unité*	*Distribution*	*Moyenne*	*CoV*	*Écart-type*	*[Inf. – Sup.]*	*Commentaires*	*Référence*
Hauteur d'eau ou variation de hauteur d'eau	He (ou de)	m	NL, Gumbel ou Log Pearson III : CoV [20-40%]						(Kreuzer & Léger, 2013)
			Gumbel	31.1	4%	1.11		Méthode de calcul SHYPRE (Calcul de He)	(Carvajal et al., 2009)
			LN	67	27%	18	[30;100]	Étude d'un Barrage poids (Calcul de He)	(Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018b)
			Exponentiel	λ=1.66 pour T=500 ans				Étude de la variation d'eau supplémentaire (calcul de de)	(Fouhy & Ríos Bayona, 2014)
				λ=2.56 pour T=100 ans					
			Trapézoïdal	a,b,c,d=[-0.25;-0.25;-0.25;1.82]				Méthode adaptée de (SPANCOLD, 2012) et (Westberg, 2007) (calcul de de)	
				a,b,c,d=[-1;-1;-1;3]					
			Trapézoïdal	a,b,c,d=[0;0;0;2.13]					
				a,b,c,d=[0.12;0.12;0.12;1.084]					
			Trapézoïdal	a,b,c,d=[0;0;0;7.2]					
				a,b,c,d=[1.1;1.1;1.1;3.5]					
			Trapézoïdal	Param. : [-0.1;2.2;0]			[0;1]	Étude de la variation d'eau supplémentaire (calcul de de)	(Wilde & Johansson, 2016)
				Param. : [-0.3;2.6;0.4]			[1;2]		
				Param. : [-4;3;0]			>2		

La méthode décrite par Fouhy et Ríos Bayona (2014) est appliquée au cas de notre évacuateur de crue. Pour le développement d'une fonction de densité de probabilité (ou CDF), les données de dimensionnement du livre de référence de l'aménagement ont été utilisées (Hydro-Québec, 1987). Une étude hydrologique est présentée et le débit en fonction de la hauteur d'eau y figure pour des hauteurs comprise entre 93 et 98m. Qui plus est, trois débits [Q_{100}, Q_{1000}, $Q_{10\,000}$] sont associés à une période de retour respectivement de 100, 1000 et 10 000 ans.

Pour satisfaire cette équation, Fouhy et Ríos Bayona (2014) et Wilde et Johansson (2016) recommandent de recalculer T_{design} à partir de Q_{design} en utilisant l'équation proposée. Si T_{design} n'appartient pas à l'intervalle [5000, 20000 ans], la qualité de l'hypothèse de $Q_t = f(T)$ n'est pas garantie.

Dans le cadre de notre évacuateur, cette hypothèse est mise en défaut. Cependant, les résultats des distributions obtenus sont vraissemblables. D'autres méthodes de calcul ont été envisagées telles que modifier la relation entre le débit et la période de retour ou extrapolation des données du livre de référence de Q = f(h). Les résultats obtenus sont moins probants que ceux obtenus par la méthode de Fouhy et Ríos Bayona (2014). Le développement détaillé est fourni en ANNEXE D.

L'aménagement est un ouvrage de grande contenance avec une période de dimensionnement de 10 000 ans. Le débit associé à une crue centenalle est $Q_{100} = 2210\ m^3/s$.

Tableau 3.11 : Paramètres des évacuateurs de crue du modèle.

Évacuateur 1 à 5	
Largeur libre (m)	15.240
Niveau de base Vanne (m)	90.000
Niveau maximum Vanne (m)	98.500
Paramètre a (m)	8.500
μ_1	0.540
μ_2	0.441

Le paramètre a est la hauteur de la vanne et μ_1 et μ_2 sont les coefficients d'écoulement pour décharge libre et sous pression (respectivement).

Une fois les données correspondant à la probabilité $P(d_e>s \mid d_e>0)$ obtenues, les paramètres des lois lognormale et Weibull sont adaptés aux distributions empiriques par un calcul de régression.

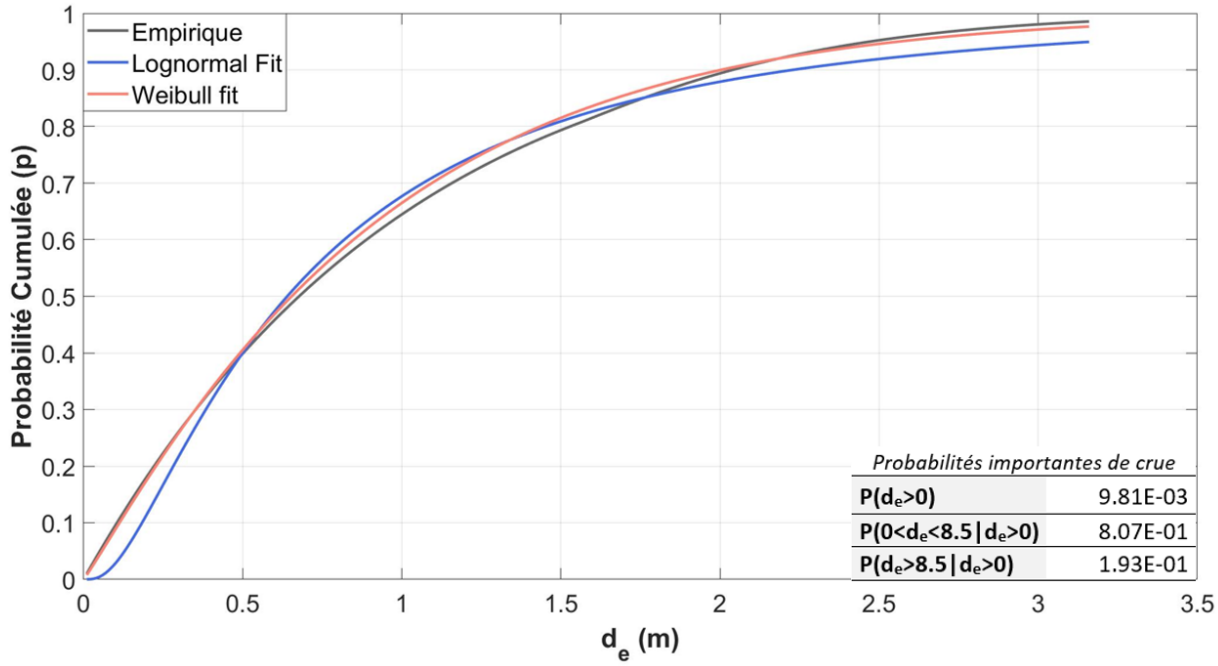


Figure 3.17 : Distribution empirique et proposition de loi pour la VA de Weibull et Lognormal avec les probabilités importantes pour le calcul de crue.

La valeur de 8.5m correspond à la hauteur pour laquelle l'ouvrage est submergé.

La VA d_e modélise une crue, c'est-à-dire l'augmentation de la hauteur d'eau en amont de l'ouvrage. Dans la méthode Tornado, la valeur médiane de la hauteur d'eau en situation de crue est donc $H_e(50\%) = H_{wrl} + d_e(50\%) = 97.59\ m$; ce qui correspond au maximum critique d'exploitation. Le premier fractile correspond presque à la situation optimale avec $H_e(10\%) = 97.05\ m$ et le dernier fractile correspond à une crue extrême de submersion avec $H_e(90\%) = 98.94\ m$.

3.3.3 Les autres variables aléatoires du modèle (R) et (M)

3.3.3.1 Propriétés de l'acier

Parmi les matériaux utilisés dans le domaine de la construction, l'acier est un des matériaux avec le moins de variabilité, notamment en fonction de la date de fabrication du matériau (Wen et al., 2003). En effet, il s'agit d'un matériau fabriqué en usine selon un processus maitrisé. Cependant, la nuance et le type (structural, armature) sont des facteurs importants pour quantifier l'incertitude comme c'est le cas dans le code JCSS (2001). Les résultats du code JCSS compare des aciers européens et nord-américains et montrent une plus grande variabilité de ces derniers. Les auteurs recommandent un coefficient de variation 50% plus élevé (JCSS, 2001) et propose une matrice de corrélation pour les principaux paramètres de l'acier structural ayant un f_y < 380 MPa :

Matrice 3.1 : Matrice de corrélation des paramètres d'acier (JCSS, 2001).

	f_y	f_u	E	ν	ε_u
f_y	1	0.75	0	0	-0.45
f_u		1	0	0	-0.6
E			1	0	0
ν				1	0
ε_u					1

Même si le module de déformation est souvent considéré comme une variable déterministe (Červenka, Červenka, Sýkora, & Mlčoch, 2018), il est possible de considérer une variabilité, notamment pour des nuances d'acier plus ancienne. C'est le cas dans (Kroetz et al., 2017) avec un coefficient de variation de 10% contre 3% dans (JCSS, 2001). Un choix de distribution normale ou lognormale est courant pour l'ensemble des propriétés d'acier : résistance en traction f_y, module de déformation E et coefficient de Poisson ν.

Tableau 3.12 : État de l'art des deux premiers moments sur les propriétés de l'acier.

Nom	*Symbole*	*Unité*	*Distribution*	*Moyenne*	*CoV*	*[Inf. – Sup.]*	*Commentaires*	*Référence*
Module de déformation Acier	E_{st}	GPa	LN	210	10%	-	Acier structural (treillis)	(Kroetz et al., 2017)
			N	-	3.00%	-	Acier structural pour fy<380 MPa après 1970. Prendre 50% de plus pour Canada	(JCSS, 2001)
			Det	200	-	-	Acier d'armature	(Červenka et al., 2018)
Coefficient de Poisson Acier	ν_{st}	-	N	0.30	3%	-	Acier structural pour fy<380 MPa après 1970. Prendre 50% de plus pour Canada	(JCSS, 2001)
Poids volumique Acier	Υ_{st}	kN/m^3	N	76.97	1.0%	-	Acier structural	(JCSS, 2001)
Resistance à la traction acier	f_y	MPa	LN	-	7%	-	Acier structural pour fy<380 MPa après 1970. Prendre 50% de plus pour Canada	(JCSS, 2001)
			LN	455	6%	-	Acier d'armature	(Červenka et al., 2018)
			N	464	7%	-	Dam1 : Rock Bolt	(Fouhy & Ríos Bayona, 2014)
			N	463	8%	-	Acier d'armature de pont	(Stefanidou & Kappos, 2017)

3.3.3.2 Propriétés du béton

Les caractéristiques du béton dépendent de sa composition, de la qualité des agrégats, des sables et du ciment qui le composent, de son âge et des conditions de cure. Le matériau béton présente plus d'incertitudes que l'acier à cause du coulage sur site, des reprises de bétonnage et de ses constituants.

- Le coulage sur site ne se fait pas dans des conditions optimales (humidité et température non contrôlés) et susceptibles de générer des erreurs de process comme la non-vibration du béton, un coulage non-homogène ou le rajout d'eau qui perturbe le rapport ciment/eau par exemple.
- Les reprises de bétonnage qui sont des zones de discontinuités où les propriétés sont méconnues.
- Intrinsèquement le béton est un assemblage de matériaux dont la qualité n'est pas contrôlable à 100% (distribution statistique des agrégats, matériaux recyclés …).

Même si dans un barrage, les performances en compression recherchées ne sont pas celles attendues pour les ponts ou les bâtiments, les propriétés mécaniques comme le poids volumique, la résistance en traction ou le coefficient de Poisson interviennent dans les états-limites. Dans la littérature, la part belle est faite au béton structural (Wiśniewski, Cruz, Henriques, & Simões, 2012), (JCSS, 2001) ou (Mirza, MacGregor, & Hatzinikolas, 1979) mais moins d'études sont appliquées spécifiquement au béton de masse utilisé dans les barrages. La résistance en compression f_c ou en traction f_{ct} et plus rarement le coefficient de Poisson ν_c et le module de

déformation E_c sont les paramètres les plus usuellement pris comme VA. Les paramètres de résistance présentent une distribution lognormale pour garantir une résistance positive. La temporalité de chargement est également un paramètre d'importance pour caractériser les valeurs de résistance. Par exemple, pour le coefficient de Poisson, sa valeur pour des charges dynamiques est supérieure aux cas ces charges statiques uniquement. Sa plage de valeurs varie ainsi de [0.15-0.2] à [0.2-0.25] si l'étude est dynamique (Harris, Mohorovic, & Dolen, 2000). Le tableau 3.13 présente un résumé de proposition de valeurs trouvée dans la littérature.

Tableau 3.13 : État de l'art des deux premiers moments caractérisant les propriétés du béton.

Nom	*Symbole*	*Unité*	*Distribution*	*Moyenne*	*CoV*	*[Inf. – Sup.]*	*Commentaires*	*Référence*
Module de déformation du béton	E_c	GPa	CoV : [3%-10%]				Pour les barrages	(Kreuzer & Léger, 2013)
			N	22.4	15%	[15.6 ; 29.1]	Cas d'un barrage poids	(Hariri-Ardebili, M. & Saouma, 2016)
			N	34	15%	-	Barrage construit en 1985, béton B35	(Hovde E. et al., 2018)
			N	-	15%	-	Valable pour béton C15 à C55	(JCSS, 2001)
			Det	34	-	-	Appliqué aux piles de pont	(Brown et al., 2001)
Coefficient de poisson Béton	ν_c	-	N	0.2	15%	[0.14;0.3]	Cas d'un barrage poids	(Hariri-Ardebili, M. & Saouma, 2016) a
Compression du béton	f'_c	MPa	2LN (évaluation à 90 jours pour barrage) ; N si contrôle qualité ; LN dans le cas contraire. CoV [12;23%]					(Kreuzer & Léger, 2013)
			-	<27	10-20%	-	Statistique d'essais in situ pour Canada coulé sur place, issu du travail de (Mirza et al. 1979)	(Wiśniewski et al., 2012)
			LN	31.5	23%	-	Cas d'études "Dam1" et "Dam2"	(Fouhy & Ríos Bayona, 2014)
			LN	10	15%	-	Issu d'analyse statistique d'essai à la construction du barrage	(Carvajal et al., 2009)
			LN	29	20%	-	Béton armé	(Červenka et al., 2018)
Traction du béton	f_{tc}	MPa	LN pour grandes séries de tests homogènes ou Weilbull si résistance gouvernée par fragilité ou critère de défaillance de liaison le plus faible. CoV [15;35%]					(Kreuzer & Léger, 2013)
			LN	-	30%	-	Valeur par défaut	(Wilde & Johansson, 2016)
			N	2.24	20%	[1.12;3.36]	Cas d'un barrage poids	(Hariri-Ardebili, M. & Saouma, 2016)
			LN	0.6	47%	-	Issu d'analyse statistique d'essai à la construction du barrage	(Carvajal et al., 2009)

3.3.3.3 Amortissement sismique

L'amortissement provient, à l'échelle microscopique, du frottement interne, des déformations plastiques localisées, de l'écoulement plastique sur une plage de contraintes qui, à l'échelle macroscopique, dépassent la limite élastique. Il est fonction du type de matériaux et de l'amplitude de la réponse sismique. Le niveau de dégradation du béton implique l'augmentation du niveau de déformation et donc d'amortissement. Pour un béton non-fissuré, la valeur standard est de 5%

contre 7 à 10% quand les fissures sont importantes. De ce fait, l'âge et la condition du béton est un facteur majeur pour définir l'amortissement puisqu' il peut diminuer de moitié et plus, pour de petites déformations, entre un béton jeune et humide et un béton vieux et sec (DGPR, 2014). En pratique, un modèle d'amortissement visqueux est considéré pour demeurer simple et permettre une équation linéaire du mouvement (Kareem & Gurley, 1996).

La difficulté de mesure du ratio d'amortissement augmente davantage sa variabilité car une incertitude de mesure vient s'ajouter aux incertitudes intrinsèques au paramètre (Porter, Beck, & Shaikhutdinov, 2002). En effet, il n'est pas possible de mesurer directement un amortissement sismique et son estimation se fait de manière indirecte, soit par des tests en vibrations ambiantes ou bien par des mesures durant un séisme.

Des tests de vibration réalisés in situ sur des barrages en béton ont montré des coefficients d'amortissement compris entre 2% et 8% (Alves & Hall, 2006; Proulx, Paultre, Rheault, & Robert, 2001). Cependant, des valeurs de 10% ont été relevées pour de hauts niveaux de distorsion (DGPR, 2014). Pour trouver des propositions de distribution probabilistes et des études statistiques, les bâtiments de grandes hauteurs ont été plus largement étudiés dans la littérature. Porter et al. (2002) réalisent une revue des études expérimentales statistiques proposées par Taoko (1981), Camelo, Beck et Hall (2002), et McVerry (1979) proposent un CoV entre 30 et 40% avec une plage de valeurs comprises entre 1.1 et 11%.

Il est nécessaire que l'amortissement du modèle numérique soit cohérent avec l'amortissement mesuré sur l'ouvrage étudié. Pour près de 32 barrages, Løkke et Chopra (2017) a résumé les valeurs obtenues sur les barrages après un test de vibration forcées.

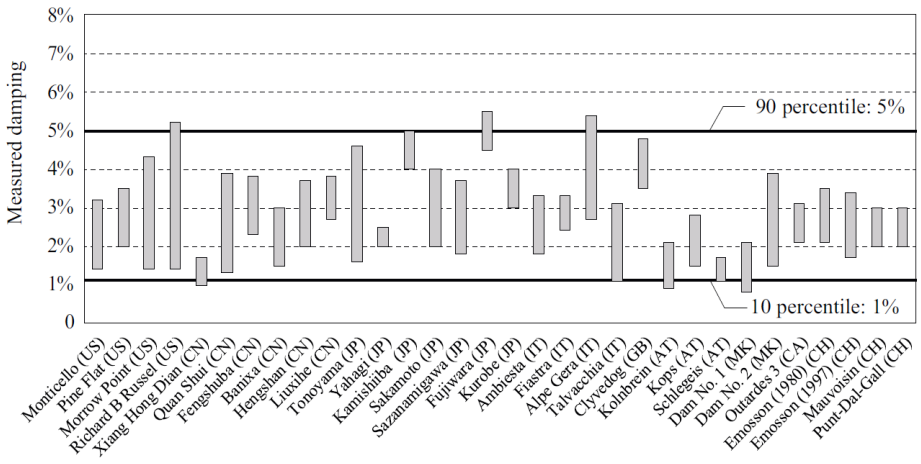


Figure 3.18 : Amortissement mesuré sur 32 barrages en béton pendant des tests de vibrations forcées. La plage de valeur représente le minimum et le maximum pour les 5 premiers modes. (Løkke & Chopra, 2017).

Løkke propose donc une plage de valeur pour l'amortissement d'un barrage comprise entre 1% et 5%. Le tableau 3.14 recense les propriétés probabilistes utilisées pour considérer l'amortissement sismique dans certains modèles de la littérature.

Tableau 3.14 : État de l'art des propriétés probabilistes de l'amortissement sismique.

Nom	*Symbole*	*Unité*	*Distribution*	*Moyenne*	*CoV*	*[Inf. – Sup.]*	*Commentaires*	*Référence*
Amortissement sismique	ξ	%	N	5	40%	-	-	(Lee, T.-H., 2005)
			N	3	33%	[1%;4%]	Appliqué aux barrages poids	(Hariri-Ardebili, M. A. & Saouma, 2018)
			Uniform	5	-	[2.4%;7.6%]	Proposition des auteurs	(Porter et al., 2002)
			N	-	30-40%	[1.1;11]	Étude In-situ de McVerry (1979)	

3.3.3.4 Paramètres de résistance en cisaillement : cohésion et angle de friction

Les paramètres de cohésion et de friction sont très importants pour une analyse de stabilité (Carvajal et al., 2009). Pourtant, les sources d'incertitudes sont nombreuses : la nature des discontinuités à la frontière (rugosité, fissuration, …), le vieillissement, les variations de la teneur en eau du sol ou encore la variabilité spatiale (Kreuzer & Léger, 2013). Cette variabilité spatiale mesure la « similarité » des propriétés entre des points proches les uns des autres avec des points plus éloignés et permet de réduire la variance des propriétés. Or, l'étendue de la variabilité spatiale des propriétés de friction et de traction n'est pas connue mais c'est une hypothèse conservatrice de ne pas la considérer (Wilde & Johansson, 2016).

Les tests in-situ permettent de réduire l'incertitude sur les paramètres. Le lecteur intéressé par la méthodologie et les essais couramment utilisés pour déterminer les propriétés de résistance mécanique

de la fondation, des joints rocheux, du corps du barrage et des reprises de bétonnage peut se référer au CFBR (2006). Les auteurs conseillent de recourir à l'approche bayésienne pour mettre à jour les valeurs des paramètres en fonction des résultats des essais.

La résistance au cisaillement est évaluée par le critère de Mohr-Coulomb qui fait intervenir un angle de friction et de la cohésion. Dans ce mémoire, deux catégories d'état sont considérées : la résistance au pic et la résistance résiduelle.

- La résistance au pic caractérise la contrainte maximale de cisaillement pour une interface intacte. Cette valeur correspond au pic de la réponde quai-linéaire. Elle est assujettie à une grande incertitude car la résistance des irrégularités des épontes est difficile à estimer. Il est courant d'utiliser des valeurs angulaires de [45-65°] pour la friction au pic. Les valeurs du paramètre cohésif sont dépendantes du matériau à l'interface béton-rocher. Dans le cas d'un sol granitique, l'ordre de grandeur des valeurs appartient à la plage [650-2000 kPa] (EPRI, 1992). Dans le cas d'une rupture au pic où la cohésion est importante, la rupture est fragile et le déplacement relatif vers le plan de rupture sera nul ou très faible.
- La résistance résiduelle désigne la contrainte de cisaillement déterminée après la rupture des irrégularités ; elle caractérise le frottement des surfaces en contact. La variabilité des paramètres est moins grande que la résistance de pointe et la résistance est pilotée quasi-exclusivement par la friction. Les valeurs angulaires sont plus faibles avec des valeurs généralement comprises entre 30 et 45° pour la friction résiduelle et 0 et 200kPa pour la cohésion résiduelle (EPRI, 1992) .

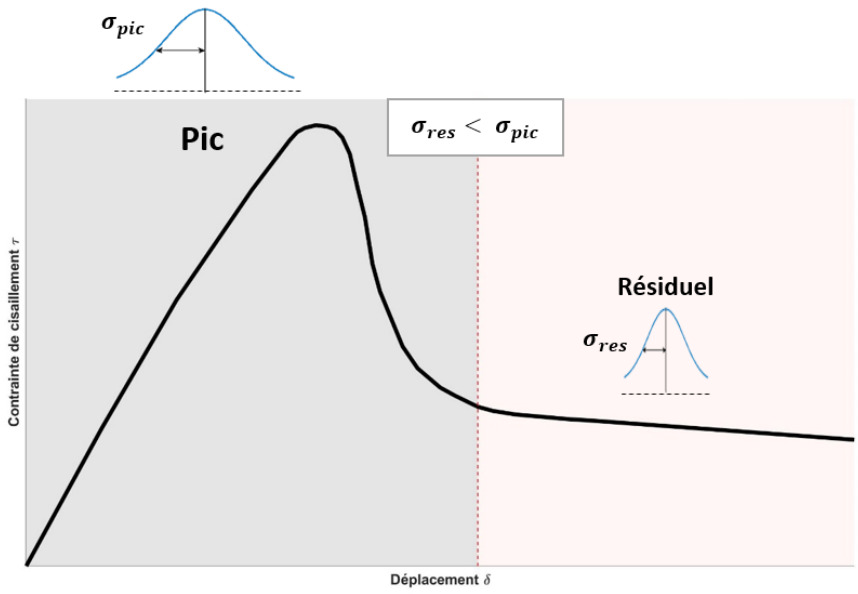


Figure 3.19 : Comparaison des résistances en cisaillement au pic (grande variabilité des paramètres) et résiduelle (variabilité moindre des paramètres).

Le tableau 3.15 compare des valeurs utilisées dans la littérature pour caractériser les paramètres de friction et de cohésion. Le tableau regroupe à la fois des valeurs au pic et résiduelles avec un commentaire dans la colonne « détails ». Les paramètres trouvés aux interfaces béton-béton sont également proposés même si ils ne sont pas utilisés dans le cadre de ce mémoire. Le lecteur intéressé pourra se référer aux références pour davantage d'informations.

Tableau 3.15 : Revue de littérature des paramètres de résistance au cisaillement au pic et résiduel.

Nom	*Symbole*	*Unité*	*Distribution*	*Moyenne*	*CoV*	*Écart-type*	*[Inf. – Sup.]*	*Détails*	*Référence*
Cohésion béton-béton	C conc-conc	MPa	CoV : [15%-30%]						(Kreuzer & Léger, 2013)
			LN	0.71		0.17	[0.5;2]	Étude d'un barrage poids (Cohésion résiduelle)	(Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018b)
Friction béton-béton	φ conc-conc	°	CoV : [5%-12%]. Range plus petit car fabriqué par l'homme						(Kreuzer & Léger, 2013)
			N	34	18%	6	-	Étude d'un barrage poids (friction résiduelle)	(Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018b)
	tan(φ conc-conc)	-	N	0.675	16%	0.105	-		Adapté de (Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018b)
Friction béton-rocher	φ conc-rock	°	N	38	20%	-	-	Cas d'un Barrage poids (Friction résiduelle)	(Hariri-Ardebili, M. & Saouma, 2016)
			LN	52.4	15%	7.99	[37;63]	Barrage poids (géométrie du benchmark de la 11ème Conf ICOLD) (Friction au pic)	(Cordier, 2017)
			N	35	5%	-	-	Dam1 Valeur issue de Lo et al. (1991) ; Cas d'un Barrage poids (Friction résiduelle)	(Fouhy & Ríos Bayona, 2014)
			N	46	9%	4	-	Issu de la relation avec les paramètres en compression (Friction résiduelle)	(Carvajal et al., 2009)
			N	30	23%	7	[15;45]	Cas d'un Barrage poids (Friction résiduelle)	(Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018b)
			N	35	5%	1.75	-	Étude d'un barrage poids (Friction résiduelle)	(Wilde & Johansson, 2016)
			N	35	5%	1.75	-	Cas par défaut sans test effectué (Friction résiduelle)	(Hovde E. et al., 2018)
	tan(φ conc-rock)	-	CoV [5%;12%] : Prendre plus haute valeur si c=0.						(Kreuzer & Léger, 2013)
			N	0.781	20%	-	-	Cas d'un Barrage poids (Friction résiduelle)	Adapté de (Hariri-Ardebili, M. & Saouma, 2016)
			LN	1.360	29%	0.39	[0.75:1.96]	Barrage poids (géométrie du benchmark de la 11ème Conf ICOLD) (Friction au pic)	(Cordier, 2017)
			N	0.700	5%	-	-	Dam1 Valeur issue de Lo et al. (1991) ; Cas d'un Barrage poids (Friction résiduelle)	Adapté de (Fouhy & Ríos Bayona, 2014)
			N	1.050	7%	0.070	-	Issu de la relation avec les paramètres en compression (Friction résiduelle)	Adapté de (Carvajal et al., 2009)
			N	0.577	21%	0.123	[0.27;1]	Cas d'un Barrage poids (Friction résiduelle)	Adapté de (Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018b)
			N	-	10-20%	-	-	Étude d'un barrage poids (Friction résiduelle)	Adapté de (Wilde & Johansson, 2016)
			N	0.700	4%	0.031	-	Cas par défaut sans test effectué (Friction résiduelle)	(Hovde E. et al., 2018)
Cohésion béton-rocher au pic	C conc-rock	MPa	CoV [30%-50%] : valeur fonction de la qualité de la construction						(Kreuzer & Léger, 2013)
			LN	1.30	19%	0.25	-	Cas d'un Barrage poids (Cohésion résiduelle)	(Carvajal et al., 2009)
			LN	0.37	67%	0.25	[0;0.8]	Barrage poids (géométrie du benchmark de la 11ème Conf ICOLD) (Cohésion au pic)	(Cordier, 2017)
			LN	0.39	29%	-	-	Cas d'un Barrage poids (Cohésion résiduelle)	(Brown et al., 2001)
			LN	0.62	27%	0.17	[0.2;2]	Issu de la relation avec les paramètres en compression (Cohésion résiduelle)	(Hariri-Ardebili, M. A. & Pourkamali-Anaraki, 2018b)
				0.076			> 0	Cas d'un Barrage poids (Cohésion résiduelle)	(EPRI, 1992)
				1.26			> 0.65	Étude d'un barrage poids (Cohésion résiduelle)	(EPRI, 1992)
			N	1.9	20%	-	[0.95;2.85]	Cas d'un barrage sans test effectué (Cohésion résiduelle)	(Hariri-Ardebili, M. & Saouma, 2016)

3.3.4 Variables aléatoires exclues de l'analyse

L'état de l'art présenté ici ne fait pas l'étude de toutes les incertitudes possibles considérables pour un évacuateur de crue. Parmi ceux qui ne sont pas étudiés, les paramètres du sol-fondation, les composants non-structuraux, l'efficacité et la localisation du drainage sont les plus importantes. Une liste plus importante de VA est présentée au tableau 3.16.

Tableau 3.16 : Liste des variables aléatoires pouvant faire l'objet d'une revue de littérature approfondie.

Liste des autres variables possibles pour une analyse de sensibilité	
Pression de vent	Variabilité spatiale des propriétés
Géométriques	Age
Cohésion	Période de l'année
Rock Bolt	Épaisseur de la glace
Préexistence de fissure à la base	Position latérale de la charge de levage
Charges des sédiments	Charge thermique
Sous-Pression	Paramètres sol et fondation
Charge de service	

3.3.5 Bilan des variables aléatoires considérées

L'ensemble des variables choisies selon l'état de l'art ainsi que les spécificités de l'ouvrage sont présentés dans le tableau bilan ci-après. Une représentation graphique de l'ensemble des variables utilisées est présentée à la figure 3.20 sans considération des troncatures. Le choix des paramètres des VA n'est jamais aisé et demande une attention particulière de la part de l'analyste. Pour ce cas d'étude présentant un manque de données caractérisant les paramètres de résistances de l'ouvrage, les choix ont été conduit au regard de ce qui est d'usage dans la littérature. Ainsi, la loi représentative de la VA est souvent la loi normale qui prédomine dans la littérature recensée. La valeur moyenne des lois est, autant que faire se peut, prise pour être cohérente avec les travaux sur cet évacuateur de Limoges (2008). C'est notamment le cas pour les propriétés du béton et de l'acier.

Il est à noter que les recommandations des références plus générales comme Kreuzer et Léger (2013), Wilde et Johansson (2016) ou (JCSS, 2001) ont davantage été suivies pour éclairer nos choix. L'ensemble des valeurs des distributions et des paramètres associés sont recensés au tableau 3.17.

Tableau 3.17 : Paramètres des variables aléatoires du modèle EF.

Nom VA	*Symbole*	*Unité*	*Distribution*	*Moyenne*	*Écart-type*	*CoV*	*Inf.*	*Sup.*
Module déformation béton	E_c	kPa	Normal	21 200 000	3 180 000	15%	15 000 000	40 000 000
Module déformation acier	E_{st}	kPa	Normal	200 000 000	6 000 000	3%	-	-
Coefficient de Poisson béton	ν_c	-	Normal	0.2	0.03	15%	0.14	0.3
Coefficient de Poisson acier	ν_{st}	-	Normal	0.3	0.01	3%	-	-
Poids volumique béton	Υ_c	kN/m^3	Normal	22.79	0.77	3.4%	15	30
Poids volumique acier	Υ_{st}	kN/m^3	Normal	76.97	0.77	1%	-	-
Masse volumique eau	ρ_w	kg/m^3	Normal	1000	5.00	0.5%	-	-
Friction résiduelle béton-rocher	$\tan(\varphi_{conc-rock})$_res	-	Normal	0.90	0.04	4%	0.4	2.75
Friction au pic béton-rocher	$\tan(\varphi_{conc-rock})$_pic	-	Lognormal	1.30	0.14	15%	0.4	2.75
Resistance traction acier	fy	kPa	Normal	189 585	15 167	8%	-	-
Compression du béton	f'c	kPa	Lognormal	17 000	2550	15%	9 000	70 000
Amortissement sismique	ξ	-	Normal	0.035	0.0175	50%	0.01	0.1
Charge de glace	I	kN/m	Lognormal	80	40.00	50%	-	-
Maximum glace	I_{max}	kN/m	Normal	250	25.00	10%	-	-
Impact de glace	I_{impact}	kN	Lognormal	1942	388	20%	-	-
Angle impact dynamique	θ_{impact}	°	Uniform	-	-		0.00	45
Variation hauteur d'eau	d_e	m	Weibull	0.896	0.836	93%	-	7.50
Ouverture vanne	Dh	m	Uniform	-	-		0.10	9.00
Cohésion au pic béton-rocher	$c_{conc-rock}$_pic	kPa	Lognormal	1260	504	40%	650	10000
Cohésion résiduelle béton-rocher	$c_{conc-rock}$_res	kPa	Lognormal	76	15	20%	0	200

Même si des valeurs de résistance de traction du béton ont été proposées dans la revue de littérature de la section 3.3.3.2, la valeur de cette résistance est supposée nulle dans l'analyse. En effet, pour des ouvrages anciens comme cet évacuateur de plus de 90 ans, il n'y a aucune garantie de pouvoir développer une résistance en traction dans le béton. Pour la même raison, aucune majoration dynamique du module de déformation du béton n'est appliquée.

Pour considérer la résistance en cisaillement à l'interface béton-rocher, deux jeux de paramètres ont été envisagés : l'un pour la résistance au pic et l'autre pour la résistance résiduelle. Les valeurs des paramètres cohésifs sont adaptées selon les recommandations de EPRI (1992). Le choix de deux distributions différentes pour le coefficient de friction (normale pour le cas résiduel et lognormale pour le pic) se justifie par la quasi-unique utilisation de distributions normales pour le cas résiduel. Ce choix s'explique par les propriétés intéressantes de la loi normale mais n'a pas une influence majeure sur la distribution du fait de la faible variabilité du paramètre (CoV = 4%). Une

étude plus approfondie de l'influence du choix de la distribution du paramètre de coefficient de friction résiduel est conduite en ANNEXE G.

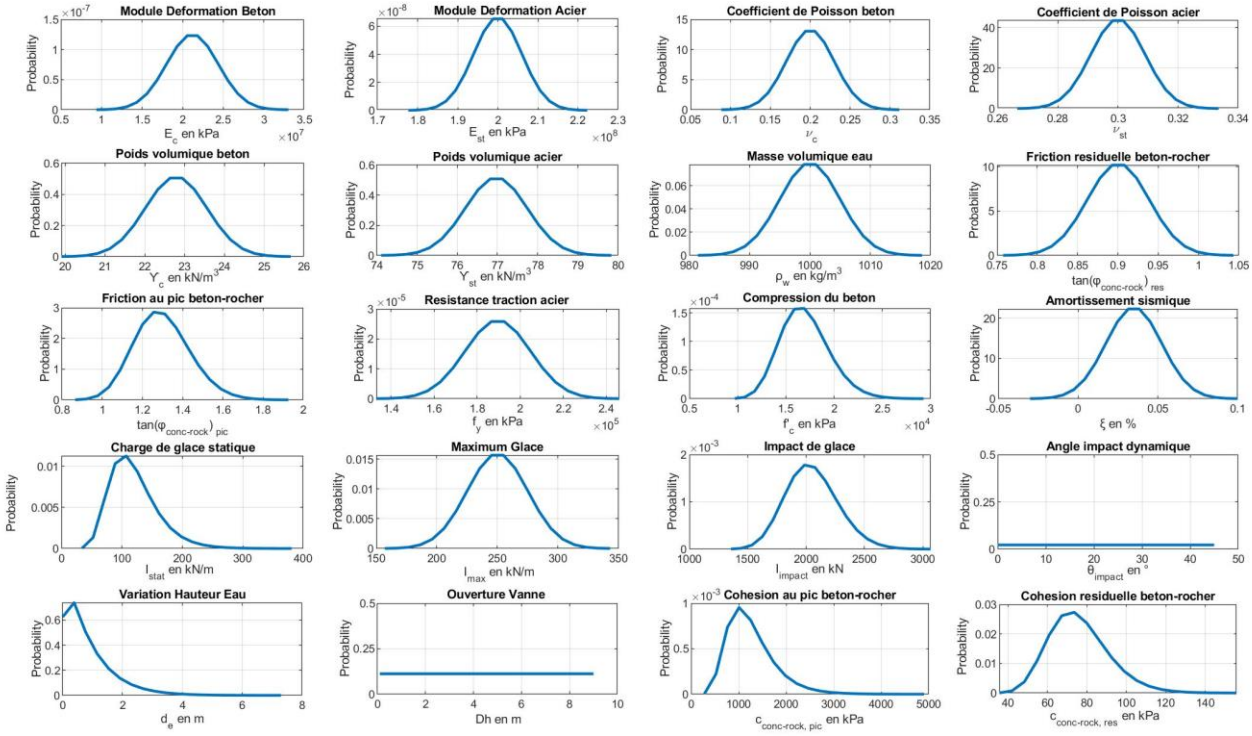


Figure 3.20 : Tracé des PDFs de l'étude sans troncature.

Plusieurs variables correspondent à des conditions initiales ou des choix de l'utilisateur. C'est le cas de la friction résiduelle ou de pic ; du type de chargement de glace (statique ou dynamique) ; du nombre de vannes ouvertes [1 à 5]; la troncature des VA ou non.

Les VA sont étudiées à leurs fractiles à 10, 50 et 90% pour estimer la sensibilité de la réponse structurale vis-à-vis de chaque variable aléatoire au 3.5.2. Le tableau suivant présente les VA en incluant l'effet de la troncature. Le choix des troncatures est basé sur un jugement ingénieur pour borner une réalité physique. Parmi l'ensemble des variables, 10 VA ont été tronquées dont :

- Le module de déformation du béton avec des valeurs minimum et maximum compatibles avec les ouvrages hydrauliques de cet âge [15 GPa; 40 GPa]
- Le coefficient de Poisson du béton en prenant les bornes utilisées par Hariri-Ardebili, M. et Saouma (2016) [0.14;0.3].

- Le poids volumique du béton en utilisant une valeur maximale proche du roc et minimale proche du sable. Ce sont deux configurations limites garantissant un poids volumique entre [15 kN/m^3; 30 kN/m^3]
- L'amortissement sismique avec une valeur minimale de 1% et maximale de 10%.
- Les coefficients de friction sont pris avec des valeurs limite entre 0.4 et 2.75 correspond respectivement à des angles de 22° et 70°. Les bornes de la cohésion résiduelle et au pic sont respectivement [0 – 200 kPa] et [650 – 10000 kPa].
- La compression du béton de masse f'_c a des valeurs comprises entre 9 et 70 MPa.
- La variation de hauteur d'eau ne dépasse jamais en pratique, sauf tsunami, de plus de 3 mètres la cote du barrage. Cela correspond à une borne supérieure de 7.5m. Dans notre étude, le développement du CDF de la variation de hauteur d'eau s'est fait pour un modèle de crue donc la VA d_e est supérieur ou égal à 0.

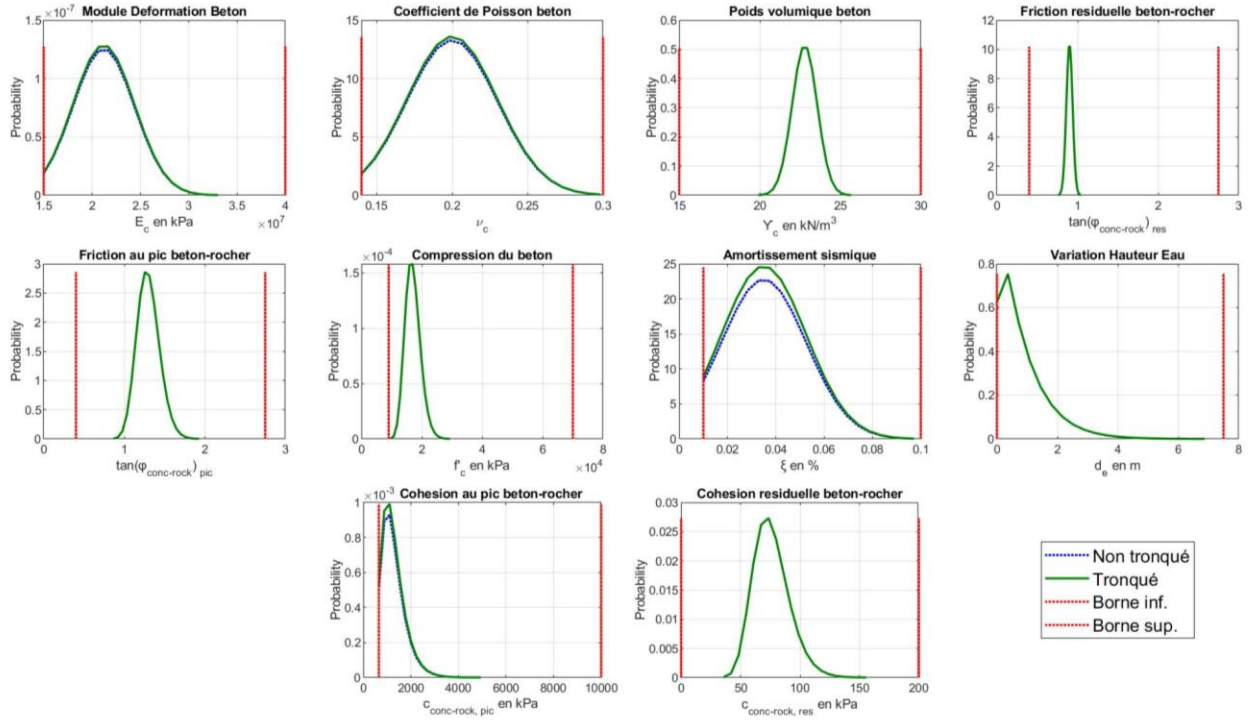


Figure 3.21 : Comparaison des PDF des VA avec troncature ou non.

Les graphes de la figure 3.21 sont d'apparence identique même si quelques différences sont visibles dans le plus haut contenu de probabilité pour le module de déformation et le coefficient de Poisson du béton. Cependant, la différence principale intervient dans la queue de probabilité. Pour les

paramètres de matériau, ce n'est pas réellement notre plage d'intérêt mais cela peut l'être davantage pour la variation d'eau pour étudier les crues extrêmes.

L'influence de la troncature est à deux niveaux dans ce mémoire. Tout d'abord, dans le calcul des diagrammes Tornado à travers le calcul des fractiles. En effet, pour la distribution tronquée, l'écart maximal des fractiles est de 2% par rapport aux fractiles des distributions non tronquées.

Tableau 3.18 : Tableau des fractiles des VA avec troncature.

Symbole	***Unité***	***Fractile 10%***	***Médiane***	***Fractile 90%***
E_c	kPa	17 511 539	21 302 074	25 322 174
E_{st}	kPa	192 310 691	200 000 000	207 689 309
ν_c	Sans	0.16	0.20	0.24
ν_{st}	Sans	0.29	0.30	0.31
Υ_c	kN/m^3	21.80	22.79	23.78
Υ_{st}	kN/m^3	75.98	76.97	77.96
ρ_w	kg/m^3	994	1000	1006
tan(φconc-rock)_res	-	0.85	0.90	0.95
tan(φconc-rock)_pic	-	1.12	1.29	1.48
f_y	kPa	170 148	189 585	209 022
f'_c	kPa	13 887	16 812	20 354
ξ	-	0.02	0.035	0.06
I	kN/m	39	72	131
I_{max}	kN/m	218	250	282
I_{dyna}	kN	1771	2039	2346
θ_{dyna}	°	4.50	22.50	40.50
d_e	m	0.11	0.65	2.00
Dh	m	0.99	4.55	8.11
c_conc-rock_pic	kPa	794	1206	1944
c_conc-rock_res	kPa	57.8	74.5	96.1

3.4 Formulation des sorties de l'analyse et des états limites associés

Dans une analyse de fiabilité, la première étape consiste à sélectionner des modes de défaillance de l'ouvrage. Ces défaillances peuvent être de différentes nature : fonctionnelle, rupture de l'ouvrage, rupture partielle du réservoir, etc. Les états limites assignés à ces modes sont des fonctions clés qui influencent de manière importante la probabilité de défaillance. La norme ISO 2394 (1998) définit un état limite comme un état à partir duquel le système ne satisfait plus un niveau de performance demandé. Selon le concept d'état limite, la classification de l'état d'une composante ou structure est binaire : satisfaisant ou non.

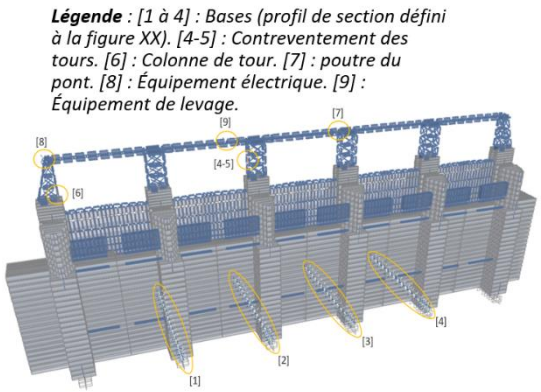
Dans le cadre de ce mémoire, sept états limites sont considérés dans les sections suivantes et six sont pris en compte dans l'analyse de sensibilité et de fragilité.

3.4.1 Vérification des éléments métallique de la charpente et de la vanne

Pour ne pas surcharger inutilement les calculs, une première sélection des éléments les plus sollicités a été conduite en utilisant le module de conception en acier du logiciel SAP2000 dans le cas d'un séisme de période de retour 2500 ans avec les vannes fermées et sans charge de glace ni de crue. Pour respecter une cohérence dans la comparaison, les facteurs de pondération des résistances ont été fixés à l'unité. Les éléments les plus sollicités de chaque type sont sélectionnés et localisés à la figure de l'ANNEXE J.

Tableau 3.19 : Résumé des éléments métalliques critiques de la structure et schéma associé.

Localisation	Type Élément	Localisation
Tour	Contreventement Vertical	Sommet du Pilier 1
	Contreventement Vertical	Sommet du Pilier 2
	Colonne Centrale	Sommet du Pilier 3
	Colonne Extérieure	Sommet du Pilier 4
	Poutre	Sommet du Pilier 5
Pont	Contreventement	Sommet du Pilier 6
Vanne	Poutre	Sommet du Milieu Pilier 1
	Contreventement	Sommet du Milieu Pilier 6
	Colonne	Centre du pilier 3



Pour être consistant avec notre approche, les vérifications sont conduites avec des équations analytiques et ne faisant pas intervenir de facteurs de sécurité ou coefficients de pondération obtenus par une démarche semi-probabiliste.

3.4.1.1 Flambement élastique

Pour simplifier l'étude, le flambement est vérifié en utilisant la théorie proposée par Euler. Il est dès lors possible de formuler la fonction d'état limite G_1 telle que :

$$G_1(X) = 1 - \left| P / \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \right| \text{ avec } l_k = k * l \text{ et P en compression} \qquad (3.12)$$

Les conditions aux limites ont une grande influence sur la valeur de la charge critique. La plus défavorable, excepté le porte-à-faux, est le cas bi-rotulé. Or, dans le cas d'une structure ayant un comportement treillis, cette condition n'est pas éloignée de la réalité. Dans la suite des calculs, k sera fixé à l'unité qui est le cas le plus défavorable donc conservateur. Le calcul de la charge critique fait directement intervenir le module de déformation mais aussi beaucoup d'autres variables à travers le calcul de la charge P. Si $G_1(x) > 1$, le flambement est activé. La défaillance complète de la charpente métallique est provoquée dès lors que les éléments de poutre ou de colonnes flambent. Ces éléments critiques sont particulièrement surveillés dans le post-traitement.

3.4.1.2 La plastification en traction

Le second état limite G_2 correspond à l'état de plastification d'un élément en acier. Cette plastification est fonction d'un effort T en tension, de la section du profilé S ainsi que la résistance en traction de l'acier utilisé f_y :

$$G_2(X) = 1 - \left|T/S.f_y\right| \qquad (3.13)$$

Les mêmes conclusions sont à tirées de la plastification des éléments de poutre et de colonnes de la charpente métallique qui ne doivent pas plastifier pour garantir la sécurité structurale de la charpente. Or, cette charpente est nécessaire pour assurer l'ouverture des vannes; ce qui peut être nécessaire en condition post-sismique (relâchement de la pression d'eau sur l'ouvrage ou relâchement d'eau d'un ouvrage en amont).

3.4.2 Aire de fissuration à la base

3.4.2.1 Modèle de fissuration simplifiée

Dès lors que se produit un séisme, la fondation peut être soumise à d'importantes excentricités qui vont induire des contraintes de traction. Or, si ces contraintes excèdent la contrainte maximale en traction du béton f_{ct}, il y a fissuration de la section. Pour un ouvrage datant de 1927, compte-tenu de l'absence d'essais expérimentaux, il n'est pas possible de garantir une valeur de résistance en traction du béton aux interfaces qui est donc prise nulle. Ainsi, dans notre modèle, dès lors que les contraintes sont en traction, le béton est considéré fissuré.

Dans notre étude on utilise tout d'abord les résultantes des efforts internes issues des analyses linéaires pour déterminer les moments et la charge axiale agissant sur le plan de rupture potentiel.

Un calcul en post-traitement est ensuite utilisé pour résoudre le problème non linéaire de fissuration. Irles et Irles (1994) ont proposé une solution analytique pour une semelle rectangulaire soumise à une flexion biaxiale. La méthode développée est restreinte aux cas rectangulaires et pour un sol élastique de haute rigidité pour lequel il est admis que la déformation est proche d'une déformation linéaire. Pour un barrage dont les conditions de roc sont en granite, il est raisonnable de considérer une déformation plane de la fondation. En supposant une distribution de contraintes bilinéaires, il est possible d'exprimer la contrainte en tout point (x,y) (dont le centre est le centre de gravité de la section rectangulaire) selon l'équation 3.14.

$$p(x,y) = p_{max}.[-sign(e_x).\frac{x}{x_n} - sign(e_y).\frac{y}{y_n} + 1] \qquad (3.14)$$

Cinq classes de distributions existent. Le tableau 3.20 représente les conditions d'appartenance à chaque classe, les calculs des positions de l'axe neutre (x_n,y_n) ainsi que la formule utilisée pour le calcul de l'aire fissurée. Les coordonnées (x_n,y_n) représentent les distances par rapport au coin le plus proche de la résultante de la section rectangulaire.

Pour établir le calcul, il faut calculer les excentricités. Dans notre cas, il faut ajouter dans le post-traitement les sous pressions d'eau U, qui sont supposées inchangées pendant le séisme, et qui génèrent une force et un moment selon l'axe x, noté M_{ux}.

$$e_x = \frac{-M_y}{P-U} \quad et \quad e_y = \frac{M_x + M_{ux}}{P-U} \qquad (3.15)$$

Tableau 3.20 : Équations gouvernant le calcul de l'aire fissurée issues de la théorie de Irles et Irles (1994).

N°	Conditions d'appartenance	Position de l'axe neutre (x_n, y_n)	Calcul de A_c
A	$\frac{1}{4} \leq \frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} < \frac{1}{2}; \quad \frac{1}{4} \leq \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} < \frac{1}{2}$	$x_n = 4.l_x\left(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_x \rvert}{l_x}\right); \quad y_n = 4.l_y\left(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}\right)$	$A_c = \frac{x_n.y_n}{2}$
B	$\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} \geq \frac{1}{6}$ $\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} \leq \frac{1}{2} - \frac{1}{6}.\left(2 - \sqrt{1 - 12.\frac{e_y^2}{l_y^2}}\right).\frac{\left(1 + 2.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} + \sqrt{1 - 12.\frac{e_y^2}{l_y^2}}\right)}{1 + 4.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}}$ $\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} \leq \frac{1}{2} - \frac{1}{6}.\left(2 - \sqrt{1 - 12.\frac{e_x^2}{l_x^2}}\right).\frac{\left(1 + 2.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + \sqrt{1 - 12.\frac{e_x^2}{l_x^2}}\right)}{1 + 4.\frac{\lvert e_x \rvert}{x}}$	$x_n = 4.l_x.\left(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_x \rvert}{l_x}\right).\frac{1 - \left(1 - \frac{l_x}{x_n}\right)^3 - \left(1 - \frac{l_y}{y_n}\right)^3}{1 - \left(1 - \frac{l_x}{x_n}\right)^4 - \left(1 - \frac{l_y}{y_n}\right)^4 - 4.\left(1 - \frac{l_x}{x_n}\right)^3.\frac{l_x}{x_n}}$ $y_n = 4.l_y.\left(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}\right).\frac{1 - \left(1 - \frac{l_x}{x_n}\right)^3 - \left(1 - \frac{l_y}{y_n}\right)^3}{1 - \left(1 - \frac{l_x}{x_n}\right)^4 - \left(1 - \frac{l_y}{y_n}\right)^4 - 4.\left(1 - \frac{l_y}{y_n}\right)^3.\frac{l_y}{y_n}}$	$A_c = \frac{x_n y_n}{2} - \frac{y_n.x_q^2}{2x_n} - \frac{x_n.y_p^2}{2y_n}$ $y_p = y_n.\left(1 - \frac{l_x}{x_n}\right)$ $x_q = x_n.\left(1 - \frac{l_y}{y_n}\right)$
C	$\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} < \frac{1}{6}$	$x_n = l_x.\frac{\left(1 + 6.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + 6.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}\right)}{\left(12.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x}\right)}$ $y_n = l_y.\frac{\left(1 + 6.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + 6.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}\right)}{\left(12.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}\right)}$	$A_c = 0$
D	$0 \leq \frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} \leq \frac{1}{4}$ $\frac{1}{2} - \frac{1}{6}.\left(2 - \sqrt{1 - 12.\frac{e_x^2}{l_x^2}}\right).\frac{\left(1 + 2.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + \sqrt{1 - 12.\frac{e_x^2}{l_x^2}}\right)}{1 + 4.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x}} \leq \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} < \frac{1}{2}$	$x_n = l_x.\frac{\left(1 + 6.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + \sqrt{1 - 12.\frac{e_x^2}{l_x^2}}\right)}{\left(12.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x}\right)}$ $y_n = \frac{1}{2}.l_y\frac{\left(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}\right).\left(2 + \sqrt{1 - 12.\frac{e_x^2}{l_x^2}}\right).\left(1 + 2.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} - \sqrt{1 - 12.\frac{e_x^2}{l_x^2}}\right)}{\left[\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x}.\left(1 + 4.\frac{e_x^2}{l_x^2}\right)\right]}$	$A_c = \frac{x_n y_n}{2} - \frac{x_n.y_p^2}{2y_n}$ $y_p = y_n.\frac{\left(-1 + \frac{2\lvert e_x \rvert}{l_x} + \sqrt{1 - \frac{12e_x^2}{l_x^2}}\right)}{\left(1 + \frac{2\lvert e_x \rvert}{l_x} + 2 - \sqrt{1 - \frac{12e_x^2}{l_x^2}}\right)}$
E	$0 \leq \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} \leq \frac{1}{4}$ $\frac{1}{2} - \frac{1}{6}.\left(2 - \sqrt{1 - 12.\frac{e_y^2}{l_y^2}}\right).\frac{\left(1 + 2.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} + \sqrt{1 - 12.\frac{e_y^2}{l_y^2}}\right)}{1 + 4.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}}$ $\leq \frac{\lvert e_x \rvert}{x} < \frac{1}{2}.$	$x_n = \frac{1}{2}.l_x\frac{\left(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_x \rvert}{l_x}\right).\left(2 + \sqrt{1 - 12.\frac{e_y^2}{l_y^2}}\right).\left(1 + 2.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} - \sqrt{1 - 12.\frac{e_y^2}{l_y^2}}\right)}{\left[\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}.\left(1 + 4.\frac{e_y^2}{l_y^2}\right)\right]}$ $y_n = l_y.\frac{\left(1 + 6.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} + \sqrt{1 - 12.\frac{e_y^2}{l_y^2}}\right)}{\left(12.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}\right)}$	$A_c = \frac{x_n y_n}{2} - \frac{y_n.x_q^2}{2x_n}$ $x_q = x_n.\frac{\left(-1 + \frac{2\lvert e_y \rvert}{l_y} + \sqrt{1 - \frac{12e_y^2}{l_y^2}}\right)}{\left(1 + \frac{2\lvert e_y \rvert}{l_y} + 2 - \sqrt{1 - \frac{12e_y^2}{l_y^2}}\right)}$

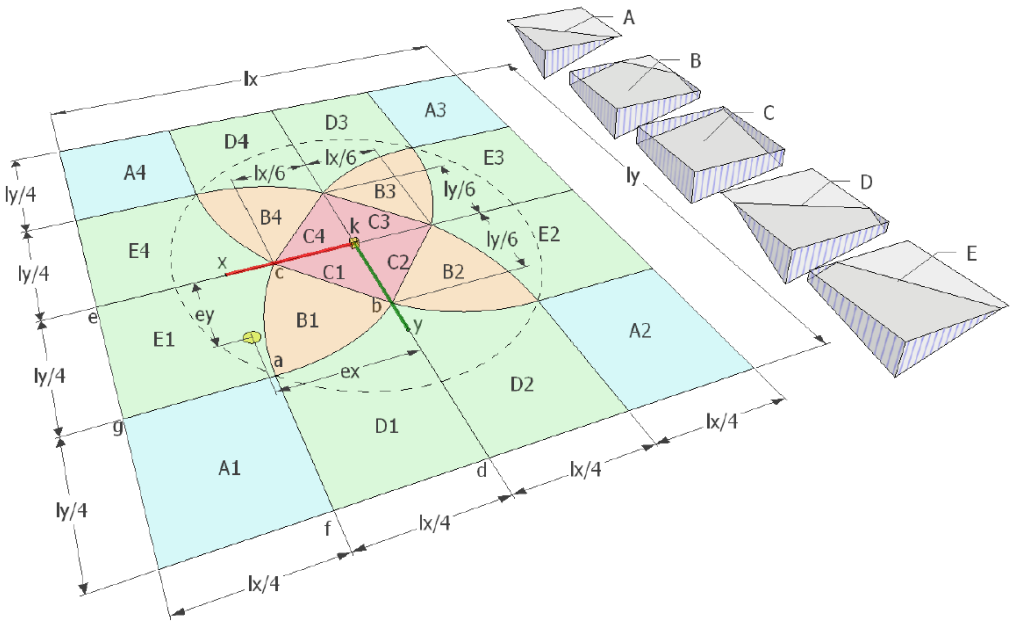


Figure 3.22 : Diagramme des zones caractéristiques et des allures des distributions de contraintes associées (Bellos & Bakas, 2017).

L'ellipse en pointillée délimite une zone où l'excentricité est acceptable dans la pratique et selon les régulations. Cette zone est définie telle que l'aire fissurée est supérieure à 50% de l'aire totale de la section. Dans la littérature, les termes la qualifiant sont « aire active, effective ou en compression ». Le lecteur intéressé peut se référer à Highter et Anders (1985), Adrian (2010) ou Özmen (2011). Néanmoins, en condition sismique, les conditions sont moins sévères et Hydro-Québec (2003a) demande que la résultante soit dans la section pour conserver une zone en compression (norme SB-61-08-00). La section elliptique est alors donnée à titre indicative.

3.4.2.2 Validation du modèle

Pour valider le modèle de calcul, une comparaison a été faite avec le cas d'étude pour une section rectangulaire de longueur L = 8 m et de largeur B = 6 m sous un chargement doublement excentré de 2 000 kN. Cinq cas de couples d'excentricité sont à considérer selon les 5 zones définies plus haut. L'exemple est tiré d'une étude de Kany et El Gendy (2002) qui utilise un modèle EF pour comparer les résultats de sa méthode itérative non-linéaire. Les auteurs proposent quatre couples [(3,2.25), (3,0), (1,2.25), (1,0.75)] où la première et la seconde valeur correspondent respectivement à l'excentricité selon x et y. Les résultats obtenus par l'auteur sont comparés aux

résultats obtenus par la méthode analytique implantée pour cette étude sur les bases des travaux de Bellos et Bakas (2017).

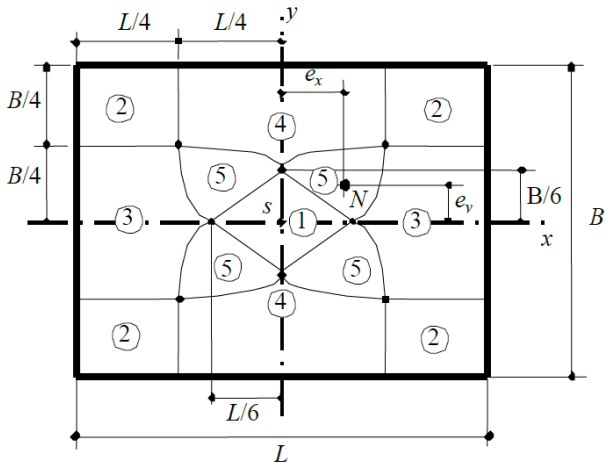


Figure 3.23 : Schéma du modèle V&V proposé par Kany et El Gendy (2002)avec les cinq zones d'intérêt.

Tableau 3.21 : Exemple V&V pour valider la méthode de calcul de l'aire fissurée.

	Cas 1 (zone A)		Cas 2 (zone E)		Cas 3 (zone D)		Cas 4 (zone B)	
	p_{max} (kPa)	% A_c	p_{max} (kPa)	% A_c	p_{max} (kPa)	% A_c	p_{max} (kPa)	% A_c
EF	1017	68	223	63	325	66	106	7.4
Analytique Bellos(2017)	1000	67.5	222	62.5	324	65.8	106.5	6.8
Écart (%)	1.7	0.7	0.5	0.8	0.3	0.3	-0.5	8.8

Même si les résultats sont proches du calcul éléments finis réalisé par Kany et El Gendy (2002), il est en réalité nécessaire d'itérer sur la position des excentricités. En effet, une fois l'aire fissurée, seule une partie de la section participe à la reprise des efforts : l'équilibre est perturbé. La position de la résultante s'en trouve modifiée et il faut réaliser le calcul tant que la position de la résultante n'est pas stable. Le modèle de calcul est donc une simplification et le résultat de l'aire fissurée à la fin de la première itération. Le choix a été fait de ne pas conduire d'itération pour ne pas alourdir le temps de calcul. Qui plus est, en pratique, les résultats ne nécessitent que peu d'itérations avant de converger et la différence entre le premier et la dernière itération est souvent assez faible. Il est à noter que le calcul de la 1ère itération n'est pas dans le sens de la sécurité car la redistribution des efforts conduit à une augmentation des contraintes de compression et une augmentation de l'aire fissurée.

3.4.1 Facteur de sécurité au glissement (FSG) et glissement à la base

3.4.1.1 Facteur de sécurité au glissement effectif

La troisième fonction d'état limite est associée au facteur de sécurité au glissement (FSG). Le FSG est calculé à l'aide de l'équation de Mohr-Coulomb pour un plan horizontal (CDA, 2013). La fonction G_3 devient alors :

$$G_3(X) = FSG - FSG_{min} = \frac{CA_{nc} + (P - U)tan\emptyset}{V_{res}} - FSG_{min} \quad où \quad V_{res} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \qquad (3.16)$$

Avec U : pression interstitielle résultante selon le modèle défini à la section 3.1.2.1.

P : résultante des efforts selon la combinaison la plus défavorable,

c : cohésion avec une valeur différente pour une résistance au cisaillement résiduelle ou au pic,

A_{nc} : section non fissurée,

tan(φ) : Coefficient de friction avec une valeur différente pour une résistance au cisaillement résiduelle ou au pic,

FSG_{min} : Valeur de facteur de sécurité au glissement définie au tableau 3.22.

Par ailleurs, pour calculer le facteur de sécurité au glissement, il a été choisi d'utiliser les efforts dynamiques soutenus et une approche consistante avec la méthode du spectre de réponse ou la sollicitation sismique est non oscillatoire. Il serait effectivement trop sévère de calculer le FSG en utilisant les efforts maximums, puisque la structure n'a probablement « pas le temps » de glisser sous ces impulsions de forte intensité mais de très courte durée. Les efforts soutenus représentent pour leur part un niveau de chargement qui est assez souvent atteint pendant le séisme et qui risque donc de provoquer un glissement substantiel. Les forces utilisées pour le calcul du FSG sont donc les suivantes (Limoges, 2008) :

$$\begin{cases} P = P_{stat} - \left({}^{P_{dyn}}/_{2}\right) \\ V = V_{stat} + \left({}^{V_{dyn}}/_{2}\right) \end{cases} \qquad (3.17)$$

Dans le cadre du calcul du facteur de sécurité au glissement, un facteur de 50% est utilisé pour être cohérent avec l'approche normalement adoptée dans une analyse pseudo-statique ou pseudo-

dynamique de l'est canadien. Ce facteur est issu d'analyse expérimentale sur l'accélération effective de structure susceptible de glisser. Dans l'Est du Canada, l'accélération effective est prise égale à 0.5 PGA contre 0.67 PGA dans l'Ouest (Tinawi, Léger, Leclerc, & Cipolla, 2000). La même logique est appliquée pour le calcul du FSG pour une analyse temporelle pour ne pas obtenir un résultat plus critique que l'approche pseudo-dynamique.

Pour satisfaire les conditions d'équilibre, le FSG doit demeurer supérieur à 1 pour éviter le glissement. En fonction de choix de gouvernance, les valeurs limites sont parfois plus sévères selon les pays. Pour le cas d'une combinaison sismique SMD (qualifiée d'extrême dans les codes), les limites inférieures des facteurs de sécurité de différents guides sont résumées au tableau 3.22:

Tableau 3.22 : Facteurs de sécurités recommandés pour une combinaison de charge sismique SMD.

Combinaison	Canada	UK	USA	Norvège	Suisse	France
Extrême (sismique)	1.1(1) 1.0(2) 1.3(3)	1.0	1.0	1.1	1.1	1.05(4) 1.0(5)

(1) (CDA, 2007) ; (2) CDSA : résiduel ; (3) CDSA : pic; (4) EDF : (5) Coyne et Bellier

L'utilisation du facteur de sécurité et du glissement comme indicateur de défaillance sont complémentaires. Lorsque la structure n'est pas assujettie au glissement, le FSG sera considéré pour juger de la défaillance. Dès lors qu'il y a glissement, c'est la valeur du glissement résiduel total qui caractérisera ou non la défaillance.

3.4.1.2 Calcul du glissement à la base

Dans le cas d'une charge sismique, la formulation de la fonction d'état limite est plus complexe que pour les autres charges. En effet, un facteur de sécurité faible peut intervenir mais pour une très courte période pendant un pic de chargement. Ainsi, un facteur de sécurité non pondéré inférieur à 1 n'implique pas toujours une stabilité structurale non garantie (Dungar, 1994). Pour valider un état défaillance, il faut en plus du FSG non pondéré inférieur à une unité, calculer le déplacement résiduel associé au glissement. Lefrançois, Léger et Bouaanani (2014) proposent une double intégration de la loi de mouvement de Newton en considérant les forces constantes à chaque pas de temps. Si de plus, la vitesse relative et l'accélération entre le barrage et la fondation sont supposées nulles, le calcul du glissement est alors :

$$s = \frac{(F_{dés} - F_{stab}).\,dt^2}{2m} \text{ où } F_{dés} = V(t) \text{ et } F_{stab} = (P(t) - U) * tan\emptyset + cA_{nc} \qquad (3.18)$$

La masse m est la masse totale tributaire, incluant à la fois la masse réelle et les masses ajoutées (Westergaard et Epstein).

Une méthode plus précise pour calculer le glissement est basée sur la méthode de Newmark. L'accélération critique est définie comme étant l'accélération lorsque le FSG est égal à 1. Le glissement est calculé comme étant la double intégration dans le temps de la différence de l'accélération dépassant l'accélération critique avec les bonnes conditions initiales de vitesse et déplacements. Selon Lefrançois et al. (2014), l'étude comparative des deux méthodes a montré des distances de glissement du même ordre de grandeur pour le cas étudié dans ce mémoire.

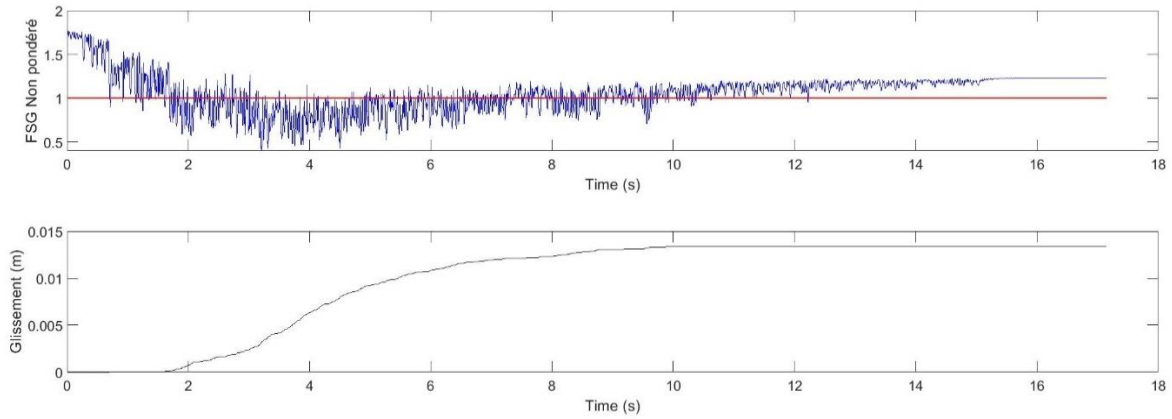


Figure 3.24 : Exemple de calcul du glissement d'un pilier en post-traitement pour un séisme de 2500 ans.

Dans le cas d'une sollicitation sismique 3D, la même méthode simplifiée est appliquée avec le cisaillement V(t) pris égale à une combinaison des cisaillements selon X et Y.

$$F_{des} = V(t) = \sqrt{V_x^2 + V_x^2}\ et\ F_{stab} = F_{stab} = (P(t) - U) * tan\emptyset + c * A_{nc} \qquad (3.19)$$

Le calcul du glissement dans ce mémoire est uniquement mené dans le cas d'une résistance au glissement résiduelle. À l'équation 3.19, l'hypothèse d'une aire cumulative et non instantanée a été prise. En effet, lors du séisme, une partie de l'aire est en traction à instant t et peut devenir en compression à l'instant t+1. Il y a donc une partie de l'aire qui est en compression et qui (hormis dans le cas d'une résultante à l'extérieur de la section) participe à la résistance en cisaillement grâce aux aspérités existantes. L'hypothèse prise est conservatrice car l'aire cumulée atteint rapidement 100% de l'aire totale, autour du tiers de la durée du séisme pour le SMD. La valeur du glissement est donc surestimée. Une étude de l'importance de ce choix d'aire est réalisée pour le cas à 2500 ans en ANNEXE P.

Pour définir la défaillance vis-à-vis du glissement, Bernier, Padgett, Proulx et Paultre (2015) ont proposés des seuils de glissement en fonction du niveau d'endommagement. Ces valeurs sont issues de jugement d'experts mais un consensus existe sur l'ordre de grandeur des valeurs puisque des valeurs similaires sont régulièrement citées dans la littérature comme dans Sen (2018) ou Tekie et Ellingwood (2003).

Tableau 3.23 : Seuils de défaillances proposés par Bernier et al. (2015) pour le glissement des ouvrages hydroélectriques.

Niveau de dommage	Glissement à la base	Glissement d'un joint de reprise de bétonnage
Dommage léger	≈ 0	
Dommage modéré (mm)	25	
Dommage important (mm)	50	
Dommage majeur (mm)	150	100

Pour l'analyse du glissement dans notre étude, seul le niveau de glissement à 50 mm est considéré comme seuil limite pour un état limite ultime. En effet, un glissement supérieur à ce seuil est susceptible de produire des dommages sévères pouvant provoquer une perte du réservoir.

$$G_4(X) = 50 - s(X)\ (ELU) \qquad (en\ mm) \tag{3.20}$$

3.4.1.3 Validation du calcul

Le logiciel RS-DAM permet de calculer le glissement par la méthode d'intégration de Newmark. Il peut servir de référence pour vérifier et valider les résultats obtenus avec la méthode développée pour estimer le glissement en post-traitement. Néanmoins, RS-DAM est développé pour les barrage-poids et seul les modélisations 2D sont possibles. D'où l'utilisation de certaines hypothèses pour la comparaison. Le cas de référence du modèle 3D développé sur SAP2000 sera le séisme de 2500 ans sous sollicitations sismiques dans les trois directions avec les paramètres de résistances résiduels et dont on évalue le glissement à la base (pilier 2).

Pour modèle de validation, la géométrie et les caractéristiques de masses sont approximés. Une masse additionnelle représentant la masse du système de levage est appliquée et égale à 2*9.48ton. L'angle de friction est pris égale à la moyenne du paramètre angulaire résiduel, soit 42°. Le plan d'étude est le plan horizontal à la base.

Les deux méthodes d'intégrations proposées par le logiciel RS-Dam seront compilées pour ajouter une troisième comparaison.

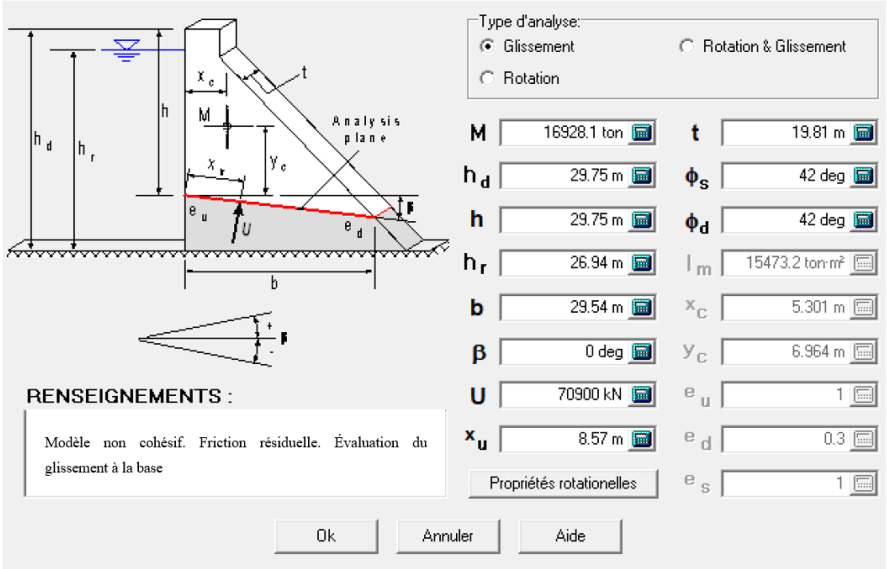


Figure 3.25 : Capture d'écran des paramètres entrées sur RS-DAM pour le modèle V&V.

Les accélérogrammes utilisés sont l'accélérogramme vertical et transversal mais fixés uniquement à une période de retour de 2500 ans correspondant au SMD. Les résultats obtenus avec le logiciel sont donnés au tableau 3.24.

Tableau 3.24 : Comparaison du glissement à la base du pilier central par le logiciel RS-Dam avec la méthode de post-traitement couplée avec SAP2000.

Cas d'étude	SAP 2000 (3D) + post-traitement	RS Dam (2D) (Accélération Constante)	RS Dam (2D) (Accélération Linéaire)
Glissement (mm)	11.51	9.5	9.5

Les résultats de glissement présentés au tableau 3.24 sont proches et présentent un ordre de grandeur similaire. Cependant, il est évidant que les hypothèses de comparaison sont fortes (modèle 2D/3D, géométrie, non-cohésif), ce qui justifie l'écart entre les valeurs de glissement constatées.

3.4.2 Contraintes maximales dans le béton

La contrainte de compression maximale permet d'évaluer la possibilité de l'écrasement du béton. Grâce au modèle de calcul d'aire fissurée et à l'hypothèse de distribution plane, les contraintes maximales sont déterminées selon les formules analytiques proposées en ANNEXE R. Selon nos hypothèses, la contrainte maximale est localisée dans un des quatre coins de la section rectangulaire.

Ensuite, la contrainte de compression maximale, $\sigma_c(t)$, est calculée à chaque pas de temps dans le cadre d'une flexion composée déviée puis une contrainte maximale pendant le séisme est calculée. Cette contrainte sera comparée à la résistance en compression du béton f_c pour définir une fonction d'état limite :

$$G_5(x) = f_c - \sigma_c(x) \tag{3.21}$$

3.4.3 Équipements et accélérations absolues

Dans une analyse de défaillance, tous les équipements non-structuraux sont à prendre en compte. Selon Limoges (2008), les appareils de levage et leur alimentation électrique ainsi que les câbles, les commutateurs sont des éléments sensibles pour une évaluation de stabilité incluant un séisme. Ces éléments sont pour la plupart localisés dans la charpente métallique mais d'autres sont au sommet des vannes (panneaux de commande manuelle de l'ouverture). Le non-fonctionnement de l'un de ces équipements est problématique en condition post-sismique ou si le niveau d'eau pendant le séisme dépasse le seuil du niveau d'exploitation maximale.

Pendant un séisme, ces équipements sont soumis à des déplacements différentiels et à des accélérations importantes. Ces déplacements sont critiques et peuvent être à l'origine de la défaillance des équipements.

En se basant à la fois sur des opinions d'experts, des retours sur expérience et d'essais sur des composants, Budnitz et al. (1985) proposent une estimation de la probabilité de défaillance pour des équipements de l'industrie nucléaire. À ma connaissance, aucune donnée de la littérature propose des données de fragilité pour le comportement sismique des équipements de levage de vannes pour des évacuateurs de crue. Pour avoir une estimation de la capacité des équipements, les calculs menés sont basés sur les travaux de Budnitz et al. (1985). Le document propose de nombreuses valeurs de PGA médians pour différents types de tableaux de commandes ou de pompes (que l'on peut assimiler à des appareils de levage). Une valeur identique dans les deux cas est prise et fixée à 2.25g, soit 22.1 m/s^2.

$$G_6(X) = 2.25g - a_{equipement}(X) \tag{3.22}$$

De même, ces éléments électriques sont vulnérables lors d'épisode de crue et leur étanchéité n'est pas garantie si l'eau s'élève. Dès lors, la défaillance du système de levage est supposée quand le

niveau d'eau atteint le niveau de la charpente métallique. Ce cas de défaillance ne sera pas appliqué en pratique car les équipements sont à une hauteur suffisante pour ne pas être submergé en cas de crue.

3.4.4 Ancrage à la base

Dans les premières analyses, les ancrages à la base des tours de la charpente métallique ont été vérifiés selon les exigences du code d'acier CSA A23.3-14 (2014). Les photographies de l'ouvrage à l'ANNEXE B montrent la présence d'un unique boulon à la base des tours, la résistance est donc pilotée par la résistance en traction et en cisaillement de ce boulon. Un exemple des résultats obtenus pour un séisme de 2500 ans est disponible à l'ANNEXE H. Les résultats dès les premières analyses sont donc très critiques et les résultats ne sont pas pris en compte dans ce mémoire, le problème ayant déjà été soulevé par Limoges (2008).

3.5 Fiabilité du système

La fiabilité d'un système est définie comme « *la probabilité pour laquelle la structure satisfait sa fonction pour une période de temps donnée* » (Schneider, 2006). Or, le calcul de cette probabilité nécessite l'inclusion de l'ensemble des probabilités de défaillance des composantes.

Dans la section 3.4, le problème de fragilité est formulé selon des composantes uniques: un équipement, un élément métallique ou encore une section de béton. Or, pour vérifier un ouvrage, une analyse de fragilité à l'échelle de l'évacuateur de crue est nécessaire. C'est ce que nous allons faire, autant que faire se peut, en spécifiant la démarche à suivre pour un nombre d'éléments critiques présélectionnés. L'enjeu de cette partie est d'abord de faire une revue des indices de fiabilité cible β^* pour le domaine des barrages. Qui plus est, l'analyse de l'ouvrage étant faite pour des périodes de retour sismiques incrémentales, des marges de sécurité différentes sont attendues. Pour simplifier la procédure de vérification, deux états différents type d'états limites sont reconnus : (1) états limites de service et (2) états limites ultime.

Dans le développement de la probabilité de défaillance globale, les composantes sont considérées indépendantes. Il s'agit d'une hypothèse non vérifiée puisque les composantes sont soumises à la même charge et présentent des caractéristiques de matériau similaires. Cependant, comme les probabilités de défaillances des structures hydrauliques sont très faibles, Park, Kim et Haftka

(2015) a montré que la prise en compte des dépendances a une influence négligeable sur la fiabilité, même avec des fortes corrélations.

3.5.1 En service

Selon Wilde et Johansson (2016), l'état limite de service concerne à la fois les conditions de fonctionnement de la structure mais aussi de ses équipements et du confort des travailleurs. Ces conditions s'assurent également de recourir à une maintenance adéquate de l'ouvrage. Une distinction supplémentaire est à apporter suivant la réversibilité de l'incident. En effet, si un incident n'est pas réversible comme la plastification d'un élément, les vérifications sont plus sévères (Fouhy & Ríos Bayona, 2014).

Pour notre étude à l'ELS, les composantes du problème de fiabilité étudiées sont en série car une seule défaillance entraine la défaillance complète du système. La figure 3.26 illustre les blocs par mode de défaillance. Chaque bloc a une ou plusieurs composantes à vérifier et le détail est fourni en ANNEXE J.

Figure 3.26 : Description du problème de fiabilité à l'état limite de service.

Les composantes étant toutes en séries et supposées indépendantes entre elles, le calcul de la probabilité de défaillance du système s'exprime telle que :

$$p_{f,sys,ELS} = 1 - \prod_{i=1}^{m} (1 - p_{f,i}) \ \ avec\ m\ le\ nombre\ de\ composantes \qquad (3.23)$$

Pour vérifier l'état limite de service, l'ensemble des composantes structurales doit demeurer dans le domaine élastique. Dès lors, aucun élément de la charpente métallique ne doit flamber ou plastifier. La contrainte maximale à la base doit également être inférieure à la résistance en compression du béton. La fonctionnalité de l'ouvrage devant être conservée, les équipements ne doivent pas être défaillants pour assurer l'opérabilité des vannes. Enfin, aucun glissement n'est toléré, ce qui se traduit par un facteur de sécurité au glissement supérieur à 1.

Pour un événement sismique, la vérification en service n'est exigée que pour le séisme OBE. Notre étude est menée jusqu'à avoir une probabilité de défaillance conditionnelle de 1, soit à 2500 ans.

3.5.2 Ultime

La vérification de l'état limite ultime d'un barrage consiste à garantir la non perte du réservoir et d'assurer la sécurité du personnel (Westberg, 2007). Cela se traduit par la vérification de la perte d'équilibre de la structure globale, un changement brusque de stabilité d'un élément comme un phénomène de *snap through*, la rupture de la fondation, etc.

Les exigences de ce niveau sont moins sévères que pour l'état de service et sont présentés à la figure 3.27. En pratique, la vérification n'est demandée que jusque 2500 ans mais est compilée pour toutes les périodes sismiques. Comme pour l'ELS, le détail des composantes de chaque bloc est décrit en ANNEXE J. Ainsi, les équipements ne sont pas tenus de demeurer opérables et certains éléments métalliques peuvent flamber ou plastifier tant que cela ne met pas en péril la stabilité de l'ouvrage. Sur l'évacuateur étudié, les contreventements étant par paire, un seul des deux contreventements est autorisé à flamber en compression ou plastifier en traction. Les autres éléments métalliques étudiés sont des poteaux ou des poutres pour lesquels la plastification ou le flambement compromettent la sécurité de l'ouvrage.

Le glissement à la base est considéré à la fois par un seuil sur le FSG mais aussi sur la valeur du glissement estimé. Il y a alors défaillance vis-à-vis du glissement s'il dépasse le seuil de 50 mm et que le facteur de sécurité est inférieur à 1.

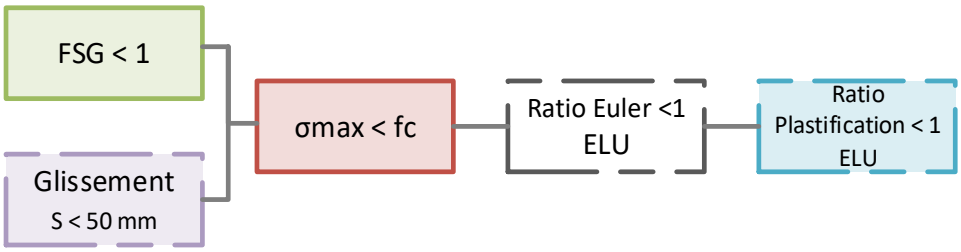


Figure 3.27 : Description du problème de fiabilité à l'état limite de service.

Dans le cas de l'état limite ultime, les connections entre composantes sont à la fois en parallèle et en série. L'expression de la défaillance est alors plus complexe et fait intervenir le calcul des ensembles de survie minimaux. Ces ensembles caractérisent *« des ensembles minimaux de composantes pour lesquelles une défaillance simultanée entraine la défaillance du système »*. Le système équivalent se comporte comme des connections en parallèle (Goulet, 2016b).

$$p_{f,sys,ELU} = 1 - \prod_{k=1}^{K} \left(1 - \prod_{i \in C_{min,k}} p_{f,i}\right) \text{ avec } K \text{ le nombre d'ensembles de survie} \quad (3.24)$$

3.5.1 Évaluation de la fragilité de l'ouvrage

L'objectif d'une analyse de fiabilité est de vérifier les états limites de l'ouvrage étudié. Dès lors, il est nécessaire d'avoir des valeurs cibles pour valider ou non l'évacuateur. Dans la littérature, cette issue peut être réalisée à deux niveaux différents suivant le guide en vigueur : soit au niveau du calcul de vulnérabilité (probabilité conditionnelle à l'événement), soit vis-à-vis du risque (intégrant donc directement les conséquences).

3.5.1.1 Indice de fiabilité cible β*

Les méthodes de fiabilité probabilistes reposent sur la comparaison de la probabilité de défaillance p_f avec sa valeur cible p_t ou de l'indice de fiabilité avec sa valeur cible β* (Fouhy & Ríos Bayona, 2014). Cet indice est essentiel dans le processus d'analyse car il permet de comparer la marge de sécurité de l'ouvrage hydroélectriques avec d'autres réalisations du domaine, mais aussi avec d'autres structures du génie civil si les modes de défaillances sont équivalents.

Le calcul des indices de fiabilité cible doivent idéalement être issu d'une triple réflexion : scientifique, économique et politique. En effet, la définition d'un niveau tolérable de sécurité a un fort impact sur la société et la décision n'est pas de la seule responsabilité des ingénieurs.

Dans sa thèse, Westberg (2007) explique comment une calibration des valeurs des indices cible β* a été fait pour avoir une consistance avec les approches déterministes. Dès lors, les indices proposés dans le PMCD sont identiques pour les anciennes ou nouvelles structures.

Wilde et Johansson (2016) proposent une équivalence entre l'indice de fiabilité β et la probabilité de défaillance p_f avec une période de référence annuelle. Cette équivalence est basée sur l'équation 3.25:

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \text{ avec } \Phi \text{ le CDF de la loi normale centrée réduite} \quad (3.25)$$

Le tableau 3.25 permet de fixer l'ordre de grandeur des valeurs avec les plages recommandées en génie civil et plus spécifiquement pour les barrages.

Tableau 3.25 : Relation entre probabilité de défaillance p_f et indice de fiabilité β.

Classe de vraisemblance*	Usuel	Probable	Assez probable	Peu probable	Très peu probable	Rare	Très Rare	Extrêmement rare
p_f	1E-01	1E-02	1E-03	1E-04	1E-05	1E-06	1E-07	1E-08
β	1.28	2.33	3.09	3.72	4.26	4.75	5.20	5.61
					*Génie civil***			
							*Ouvrages Hydroélectriques****	

* Classe inspirée de (Mihoubi & Kerkar, 2016);
** Pour les ponts, bâtiments, centrales nucléaires, barrages. Valeurs issues de multiples sources dans la littérature EN1990 (2002), Schneider (2006), (BKR, 2010), JCSS (2001) ou Holický (2009);
*** Pour les ouvrages en béton. Valeurs issues de (Wilde & Johansson, 2016) ou (Larsson, 2015) sauf Chine.

Dans le domaine des ouvrages hydrauliques, l'usage des indices cibles apparait dans un nombre limité de guides dont le guide probabiliste suédois (Wilde & Johansson, 2016) ou chinois (CEC, 2000). Une revue de littérature synthétique des indices est présentée au tableau 3.26 pour la classe de conséquence du barrage (de la classe la plus sensible pour tous les pays considérés). Seules les valeurs pour l'état limite sont considérés.

Tableau 3.26 : Indice de fiabilité proposées pour des grands barrages et la classe de conséquence la plus critique pour une période de référence annuelle (ELU).

Pays ou Guide	Suède	Chine	Eurocode*
Référence	(Wilde & Johansson, 2016)	(CEC, 2000)	(Fouhy & Ríos Bayona, 2014)
Indice de fiabilité cible β*	5.2	4.2	5.2

* Non spécifique aux barrages mais employé dans l'étude sur des barrages en béton de Bayona (2014)

L'indice de fiabilité cible β* est un critère intéressant car directement relié à la vulnérabilité de l'ouvrage. En effet, la prise en compte des conséquences n'intervient qu'à travers les classes de conséquence de l'ouvrage. La tendance actuelle est plutôt l'utilisation de critère sur le risque combinant un modèle probabiliste de vulnérabilité et de conséquence.

3.5.1.2 Critères du risque sociétal et individuel

D'autres références préfèrent utiliser une vérification par rapport au risque plutôt que la vulnérabilité. C'est notamment la position recommandée par le comité canadien des barrages (CDA, 2013).

Selon Faber, M. H. (2002), l'intégration du risque comme limite d'acceptation pour une catastrophe résulte de trois angles différents : (1) le niveau de risque individuel, (2) le niveau de risque sociétal et (3) des critères économiques. Or, ces critères dépendent de choix de sociétés et différent d'un pays à l'autre. La conférence ICOLD sur le risque (2005) le spécifie explicitement : « *le niveau de*

risque tolérable doit être déterminé par chaque pays. Les décisions concernant les niveaux de risque tolérables sont liées à différents facteurs, comme la situation géographique, le degré de développement économique, le système de valeurs culturelles et le système politique de chaque pays. »

Pour notre étude, à la suite du calcul de fragilité, une estimation de la probabilité de défaillance de l'ouvrage est disponible. Il est nécessaire de la comparer à un risque sociétal acceptable pour valider ou non l'ouvrage ainsi qu'au critère de risque individuel.

Pour cela, il est nécessaire de calculer la probabilité suivante définie par le CDA (2013) :

$$p_{NC} = p_{aléa} \ x \ p_{défaillance\,|\,aléa} \ x \ p_{décès\,|\,défaillance} \qquad (3.26)$$

Avec p_{NC}, la probabilité non conditionnelle d'un décès pour une personne exposée,

$p_{aléa}$, la probabilité non conditionnelle d'occurrence de l'aléa,

$p_{défaillance\,|\,aléa}$, la probabilité conditionnelle de défaillance sachant l'aléa étudié. Il s'agit de la probabilité en sortie de l'analyse de fiabilité du Chapitre 6,

$p_{décès\,|\,défaillance}$, la probabilité conditionnelle d'une perte de vie humaine sachant la défaillance.

N'ayant pas développé de modèle de conséquences, l'usage recommandée par le CDA (2007) est de prendre la probabilité conditionnelle du modèle de conséquence $p_{décès\,|\,défaillance}$ égale à 1. Il s'agit en effet d'une hypothèse conservatrice qui augmente la probabilité finale.

3.5.1.2.1 Critère de risque individuel

Le critère sur le risque individuel caractérise « *la fréquence à laquelle une personne peut être supposée subir un niveau de préjudice donné à cause de la réalisation de dangers spécifiés* » (Vrijling & Van Gelder, 1997).

En pratique, différents choix de critères sont pris selon les pays ou organismes selon l'aversion au risque. Le tableau 3.27 est adapté des travaux de Li et al. (2015) pour l'état limite ultime. Dans la suite, les recommandations de l'association canadienne CDA seront prises.

Tableau 3.27 : Revue de littérature de critères de risque individuel.

Référence	Limite supérieure[a)] (décès/an)	Limite inférieure[b)] (décès/an)	Remarques
(ANCOLD, 2003)	Existants : 10^{-4} Nouveaux : 10^{-5}	10^{-6}	Les risques pour la sécurité des personnes devraient être réduits au-dessous de la limite de tolérabilité telle que dictée par le protocole ALARP.
UK : (HSE, 1989)	Existants : 10^{-4} Nouveaux : 10^{-5}	10^{-6}	Le principe ALARP doit être utilisé entre les cas acceptable et tolérable
(USBR & USACE, 2015)	(APF)[c)] 10^{-4} (ALL)[d)] 10^{-5}	10^{-6}	Évaluez les risques en profondeur, en veillant à ce que les considérations d'ALARP soient prises en compte pour les événements à faible probabilité / grande conséquence
(USACE, 2010)	10^{-4}	10^{-6}	10^{-3} est inacceptable en toutes circonstances
Australie : (NSW, 2007)	Existants : 10^{-4} Nouveaux : 10^{-5}	-	-
(CDA, 2013)	10^{-4}	-	-
BC Hydro (1997) [e)]	10^{-4}	-	-
Pays-Bas (2000) [e)]	Existants : 10^{-5} Nouveaux : 10^{-6}	-	-
Hong Kong : (HK, 2006)	Public : 10^{-5}	-	-

[a)] Limite supérieure = risque intolérable ; [b)] Limite inférieure : limite acceptable. La zone ALARP est définie entre les deux limites
[c)] APF : Probabilité Annuelle de défaillance ; [d)] ALL : Probabilité annuelle de perte de vie humaine ; [e)] Issues de (Li et al., 2015)

3.5.1.2.2 Critère de risque sociétal

Le concept de risque sociétal est moins bien défini que le risque individuel. Selon le CDA (2013), les risques sociétés font référence « *à des aléas qui, s'ils étaient concrétisés, pourraient avoir un impact sur la société et donc provoquer une réaction sociopolitique* ». Une comparaison des critères selon différents pays pour l'état limite ultime dont le Canada est proposé à la figure 3.28. Il est à noter que les valeurs proposées peuvent varier suivant le type de barrage (existant ou non).

Enfin, ayant la probabilité inconditionnelle et les conséquences d'une défaillance (nombre de personnes mises en danger), il est possible de placer la défaillance de l'ouvrage sur le diagramme de vérification du CDA (2013).

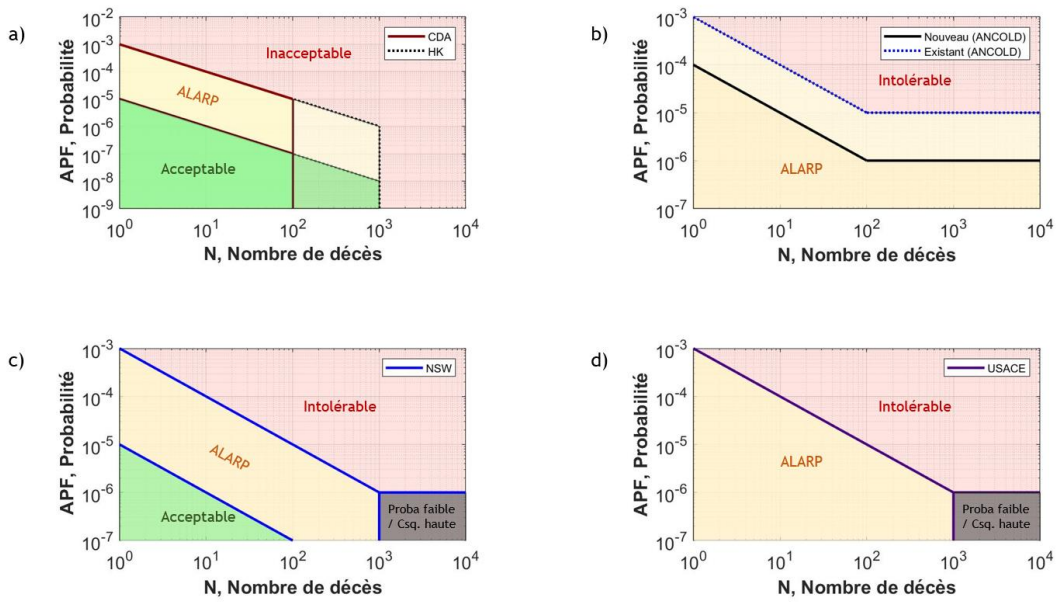


Figure 3.28 : Critère de risque sociétal pour la sécurité des barrages avec a) Hong-Kong et CDA; b) ANCOLD ; c) NSW; d) USACE.

Sur la figure 3.28, il est possible de distinguer trois zones principales : (1) la zone intolérable dans laquelle les exigences sont insatisfaites et où des mesures doivent être prises pour diminuer le risque; (2) la zone acceptable et (3) la zone ALARP (*As Low As Reasonably Possible*) définie par HSE (2001) comme « *une gamme de risques que nous ne considérons pas comme négligeables […], mais plutôt comme quelque chose que nous devons continuer à surveiller et réduire encore plus loin si et comme nous pouvons*».

Or, pour vérifier la performance de l'ouvrage, un second paramètre est nécessaire. Il faut en effet une estimation du nombre de décès potentiels lors d'une défaillance de l'évacuateur de crue. Comme aucune étude de conséquence spécifique n'a été conduite, les connaissances historiques liées à la défaillance d'un ouvrage hydrauliques sont utilisées. Selon l'USBR (2015), le nombre de personnes mises en danger par un défaillance d'un barrage est comprise entre 10 et 100 personnes. Cette fourchette sera utilisée pour la suite.

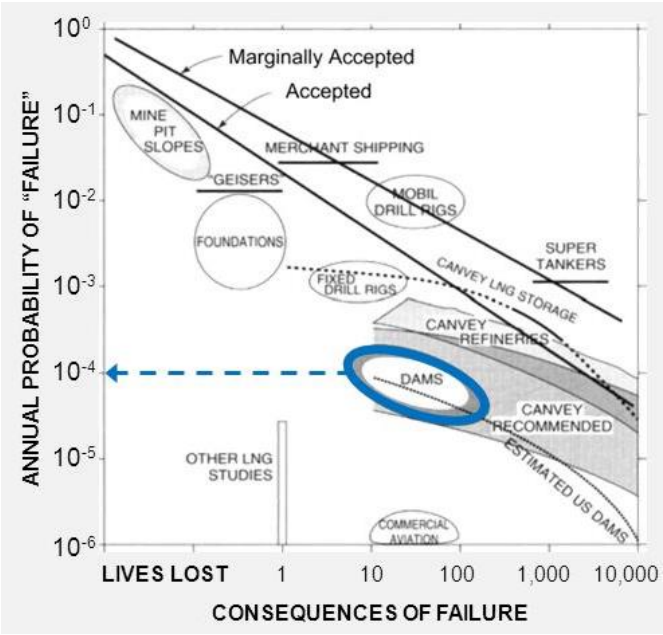


Figure 3.29 : Diagramme historique de la probabilité de défaillance en fonction du nombre de vies perdues (USBR & USACE, 2015).

CHAPITRE 4 SCENARII MULTI-ALÉAS POUR EVACUATEUR DE CRUES AVEC VANNES

4.1 Scenario 1 : Étude de sensibilité des paramètres intervenant dans le calcul sismique

Une analyse linéaire temporelle de type modale est utilisée pour le calcul du modèle. Le nombre de mode calculé par analyse modale de type Ritz garantit une masse effective totale supérieure à 90% dans les directions longitudinales et transversales. Le cas de référence de nos analyses correspond au cas d'une charge sismique de période de retour 2500 ans sans charge de glace ni de crue, avec les vannes fermées, une distribution tronquée et une résistance au cisaillement résiduelle.

Plusieurs autres analyses sont réalisées pour voir l'influence des paramètres initiaux (vannes fermées, résistance au cisaillement résiduelle ou au pic, troncature) en considérant le chargement sismique :

- 6 analyses pour les périodes de retour [200; 500; 1000; 2500; 5000; 10 000 ans] dans le cas d'une résistance au cisaillement résiduelle. Ces analyses sont équivalentes à une analyse dynamique incrémentale (IDA) avec T qui augmente d'un incrément entre chaque analyse,
- 6 analyses pour les périodes [200; 500; 1000; 2500; 5000; 10 000] pour la résistance du cisaillement au pic,
- 1 analyse sans troncature dans le cas 2500 ans,
- 3 analyses avec un nombre variable de vannes ouvertes [1,2,5].

L'objectif de l'étude est d'étudier l'influence des paramètres de matériaux ou de modèles ayant une influence lors du chargement sismique. Il s'agit donc d'une analyse de sensibilité de type déterministe (ou semi-déterministe) car les probabilités n'interviennent qu'à partir des distributions des paramètres qui permettent de calculer les 3 points d'intérêts pour chaque variable : les fractiles à 10% et 90% ainsi que la médiane de la distribution.

4.1.1 Analyse de sensibilité Tornado du cas de référence

4.1.1.1 Structures du béton

À la fin de l'analyse, les efforts tranchants et les moments à la base sont extraites pour le calcul dans le post-processeur du facteur de sécurité au glissement (FSG), des contraintes maximales dans le béton, d'aire de fissuration et du glissement. Pour les piliers et les chutes, seulement la section à l'interface béton-rocher est sélectionnée comme potentiel plan de rupture.

Les diagrammes Tornado des figures 4.1 et 4.2 illustrent la sensibilité des sorties aux paramètres d'entrées de la sous-structure en béton pour un séisme ayant une période de retour de 2500 ans.

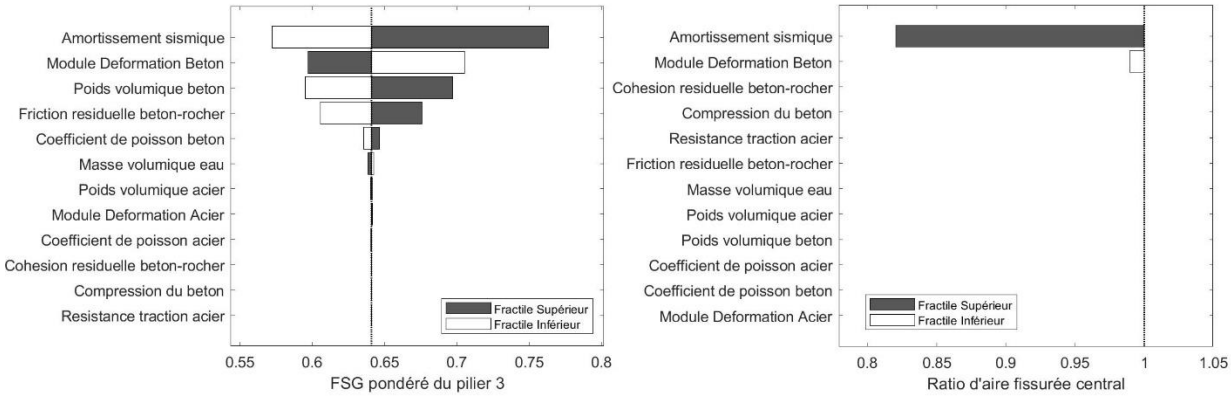


Figure 4.1 : Tornado diagramme du FSG pondéré et du ratio d'aire fissurée pour le pilier central (séismes ayant une période de retour de 2500 ans).

Avec l'ensemble des paramètres fixés à leur médiane, le FSG (non pondéré) à la base du pilier central (n°3) est de 0.64. Le paramètre le plus influent est l'amortissement sismique avec une valeur maximale du FSG de 0.76 et une valeur minimale de 0.58. Les autres paramètres influents sont le module de déformation du béton E_c, le poids volumique du béton Υ_c ainsi que la friction résiduelle du béton $\tan(\varphi_{c\text{-}r})_{pic}$. Les autres paramètres n'influent pas ou peu le calcul du FSG pour une période de retour de 2500 ans. C'est le cas notamment de la cohésion résiduelle. En effet, l'aire de la section étant presque toujours entièrement fissurée, la contribution de la partie cohésive dans le calcul du FSG est nulle. Ce n'est pas le cas pour une période de retour moins importante comme l'illustre la figure 4.11.

D'après l'analyse des fractiles supérieurs (90%) et inférieurs (10%), il semble exister une corrélation positive entre l'amortissement sismique, le poids volumique du béton, le coefficient de friction avec le FSG. En effet, pour des valeurs plus grandes des entrées, le FSG est plus grand. On retrouve une affirmation bien connue qui est que le poids volumique est une force stabilisatrice vis-à-vis du FSG, ce qui justifie aussi son importance parmi les VA. À l'inverse, il y a une corrélation négative entre le FSG et le module de déformation du béton. Il faut néanmoins prendre garde de tirer des conclusions trop générales sur ces corrélations qui sont ici des tendances à cause du comportement non linéaire de la réponse, notamment pour des périodes autour du pic du spectre de réponse.

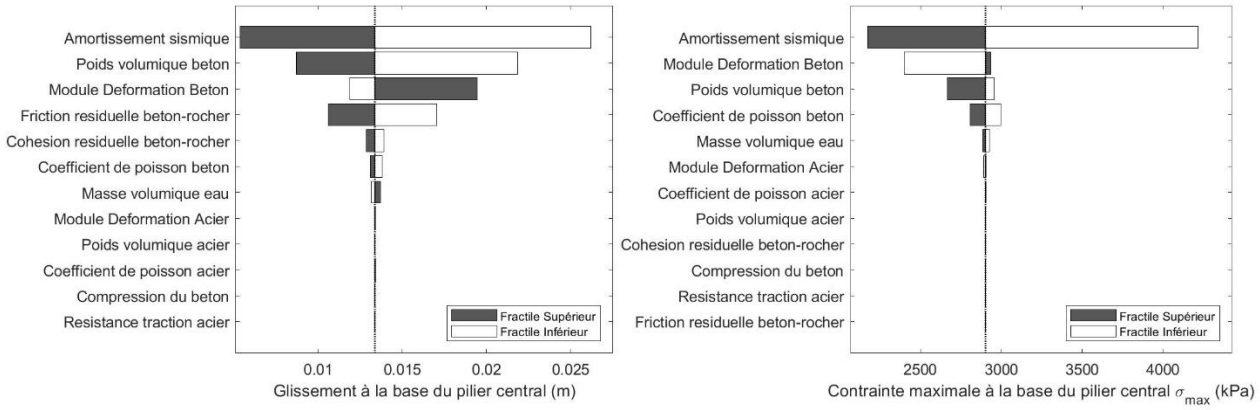


Figure 4.2 : Diagramme Tornado du glissement et de la contrainte maximale à la base d'un pilier central (séisme ayant une période de retour de 2500 ans).

Les résultats du calcul du glissement et de la contrainte maximale sous le pilier central montrent encore une fois l'importance de l'amortissement sismique. La valeur médiane du glissement est de 13.4 mm, ce qui est inférieur aux seuils de défaillance définis à la section 3.4.1.2. Les autres paramètres influents sont identiques aux résultats du FSG. Dans le calcul de la contrainte maximale, l'amortissement est davantage influent que pour le calcul du FSG et du glissement. De la même manière, les paramètres de résistance au cisaillement n'intervenant pas dans le calcul, la sensibilité vis-à-vis de ces paramètres est nulle.

Les résultats peuvent apparaitre surprenants tant il est courant de voir l'amortissement ou le module de déformation fixés à une valeur unique dans des analyses probabilistes. Pour justifier l'influence importante du module de déformation du béton, une étude approfondie a été menée. Pour cela, des analyses modales ont été conduites pour plusieurs valeurs de module de déformations du béton.

Les résultats de ces analyses modales sont agrégés à la figure 4.3a). En réalisant une régression par moindre carré, on constate que les périodes des premiers modes de la sous-structure en béton selon la direction longitudinale ont une relation proportionnelle à la racine carrée du module de déformation du béton. Cette relation est similaire à la relation proposée par Fenves et Chopra (1984) pour un barrage poids en béton.

$$T_{fond.} = 0.38 * \frac{H_s}{\sqrt{E_c}} \; avec \begin{cases} H_s \; la \; hauteur \; du \; barrage \; en \; m \\ E_c \; le \; module \; de \; déformation \; en \; MPa \end{cases} \qquad (4.1)$$

Or, la valeur période de la sous-structure en béton influence de manière importante l'accélération spectrale induisant les efforts d'inertie. En effet, la figure 4.3b) illustre une grande variabilité de l'accélération du spectre de réponse en fonction de la période de vibration. Pour ce graphe, la période utilisée est délibérément la période de vibration dont la variation est la plus importante selon la variation du module de déformation. Le mode associé représente une masse modale effective de 20% selon la direction amont-aval. Ainsi, entre le fractile à 10% et à 90% du module de déformation du béton E_c, la variation sur la période fondamentale de la sous-structure en béton est de 20%, soit une variation finale de l'accélération (pour ξ = 3%) de 16%.

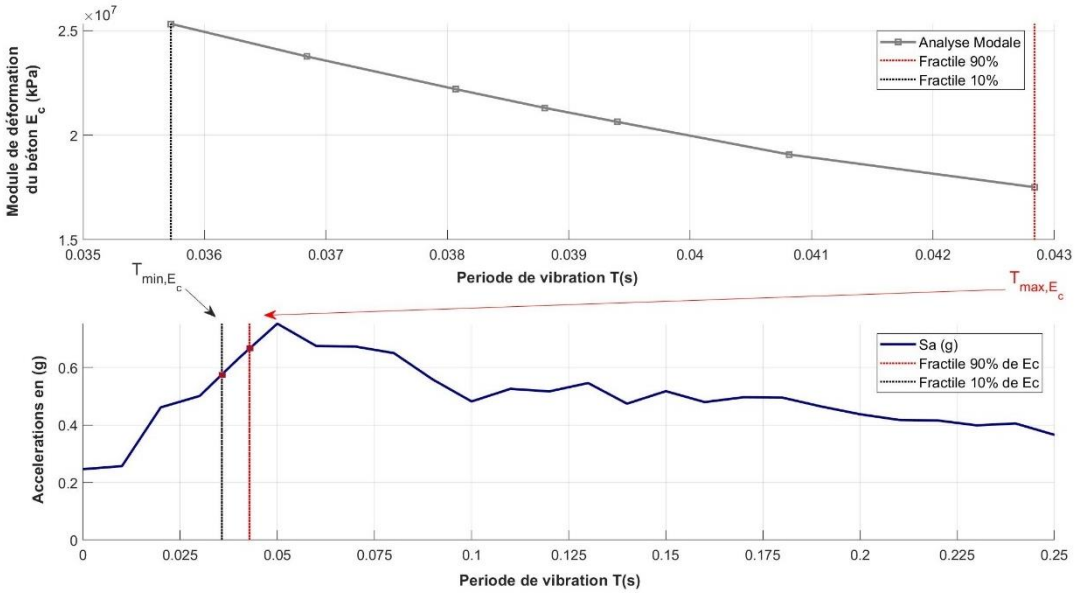


Figure 4.3 : Influence du module de déformation du béton : a) Évolution de la période de vibration en fonction du module de déformation du béton. b) Correspondance de la plage de variabilité de T en fonction de E_c sur le spectre de réponse à 3%.

Pour valider les interprétations sur l'amortissement sismique, les spectres de réponse pour l'accélérogramme longitudinal sont représentés à la figure 4.4. On constate alors que pour une période de vibration, l'accélération varie de manière importante. Pour la période fondamentale du barrage, l'accélération est en moyenne multipliée par 1.6 entre un amortissement de 2% et de 7%. Pour certaine période, cette accélération est même multipliée par 2.2, ce qui se traduit par des réponses très différentes de la structure. Qui plus est, comme on l'a vu à la figure 4.4, le comportement du spectre n'est pas lisse mais présente une très grande variabilité. Plus de 70% de masses effectives sont incluses dans la plage de période délimitée par l'aire en rose; lieu où le gradient est le plus important à cause du pic du spectre de réponse. Vis-à-vis de l'amortissement, les effets du gradient sont davantage accentués si bien que la sensibilité apparait plus grande encore.

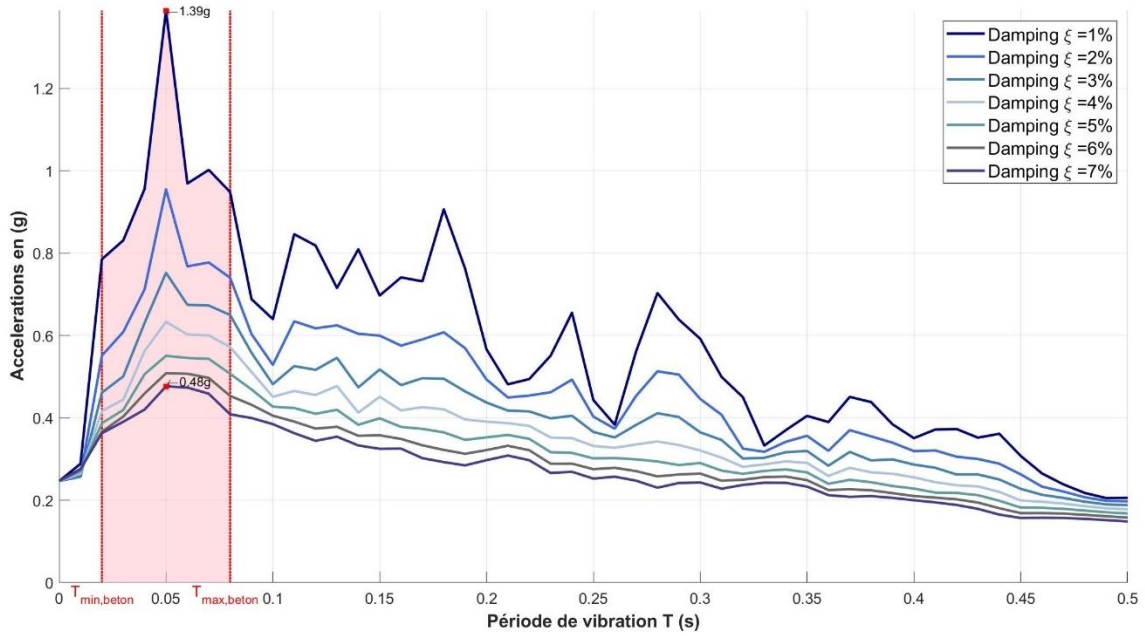


Figure 4.4 : Influence de l'amortissement sur l'accélération pour la plage de période d'intérêt.

Dans nos développements, le spectre de réponse présente une allure fortement variable, ce qui contribue à la sensibilité des paramètres jouant sur la période de la structure (ξ, E_c, Υ_c). Une limite de notre analyse est donc le recours à un unique accélérogramme car l'utilisation d'un ensemble d'accélérogramme aurait conduit à un lissage de la courbe accélération spectrale-période. Pourtant, la présence de variabilité se vérifie pour des séismes réels. C'est le cas avec l'étude du séisme du Saguenay de 1988. Pour ces accélérogrammes enregistrés en 1988, la présence de gradients importants dans les courtes périodes a aussi été vérifiée. Un exemple de variation est présenté en ANNEXE L avec l'accélérations $S_a(T)$ pour différents amortissements. Les résultats sont très

semblables si ce n'est que le pic et les gradients importants sont autour de 0.1s contre 0.05s dans la présente étude.

4.1.1.2 Accélération dans les équipements

L'accélération affectant les équipements de levage ou électriques doivent être limitées car au-delà d'un seuil, l'équipement n'est plus fonctionnel. Un calcul de l'accélération absolues intégrant les trois directions est réalisé par le logiciel SAP2000 pour les nœuds du maillage. Les accélérations de nœuds spécifiques dont les positions correspondent aux emplacements des équipements sont donc compilés à la figure 4.5.

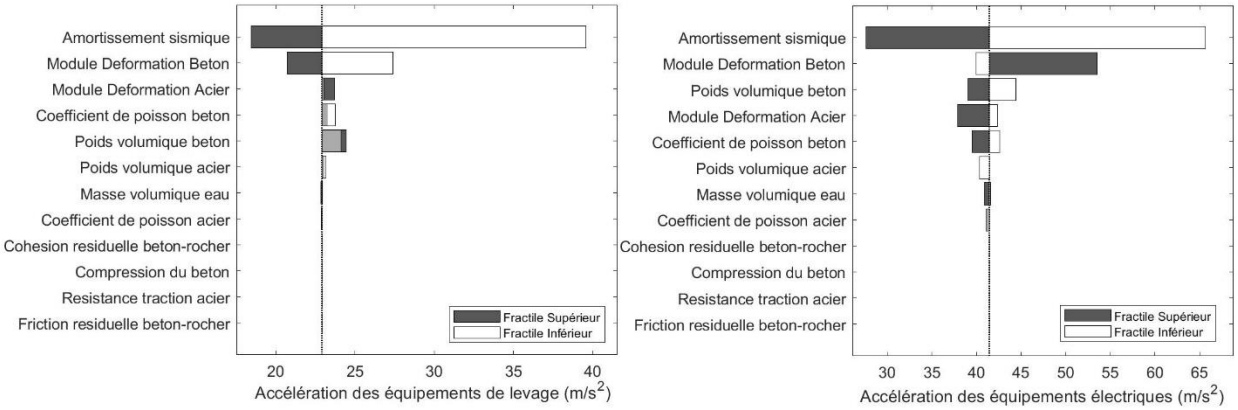


Figure 4.5 : Diagramme Tornado des accélérations des équipements de levage et électriques (séisme ayant une période de retour de 2500 ans).

Encore une fois, l'amortissement et le module de déformation du béton sont les deux VA les plus influentes. Il est intéressant de constater que pour des points de la charpente métallique, le module de déformation du béton joue un rôle plus important dans le résultat que le module de déformation de l'acier.

La figure 4.5 montre également que les accélérations ont des valeurs importantes car supérieures à l'accélération limite caractéristique de la défaillance de l'équipement, notamment pour l'équipement électrique considéré avec une valeur médiane deux fois plus importantes que la valeur limite. Pour un cas à 2500 ans, les équipements électriques sont certainement non fonctionnels, de même que les équipements de levage.

4.1.1.3 Vérification des éléments en acier

La vérification des éléments en acier est faite pour les éléments les plus sollicités qui ont déjà été présélectionnés selon l'onglet « *Steel Design* » du logiciel SAP2000. Les ratios de plastification et d'Euler définis à la section 3.4.1 sont compilés dans la figure 4.6. Les éléments présentés ici caractérisent les composantes les plus sévères pour chaque typologie d'élément : colonnes et contreventements de la tour et poutres du pont. Il est à noter qu'aucun élément métallique appartenant aux vannes ni des éléments de poutres de la tour ne sont présentés car les ratios calculés sont très faibles (donc sécuritaires). Dans chaque cas, la sortie la plus défavorable du ratio d'Euler et de plastification est présentée.

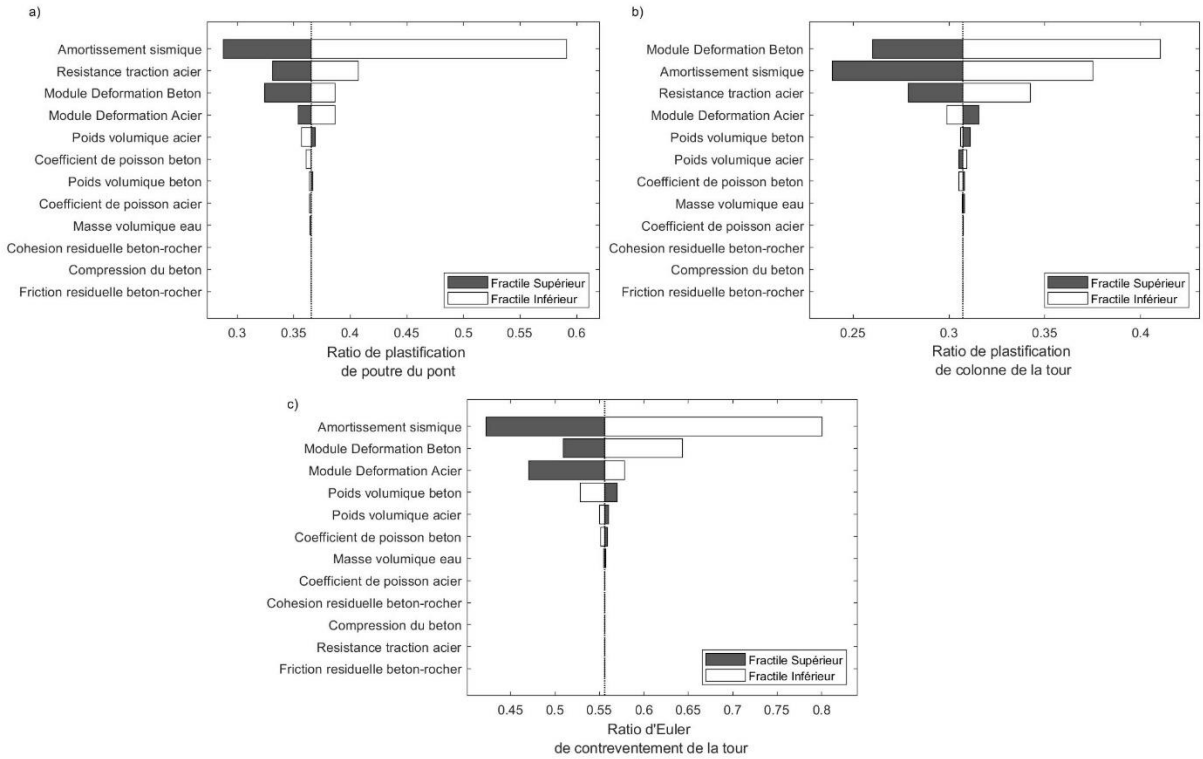


Figure 4.6 : Diagrammes de Tornado pour les éléments métalliques de la tour et du pont de la charpente (séisme ayant une période de retour de 2500 ans).

Les résultats des figures ci-dessus montrent que les éléments vérifient avec une marge assez significative le critère pour les éléments en acier pour un séisme de 2500 ans. En effet, les valeurs maximales sont respectivement 0.6, 0.4 et 0.8 pour les poutres du pont, les colonnes et les contreventements de la tour (ratios demande/capacité).

Les VA d'amortissement sismique et de module de déformation du béton demeurent parmi les deux plus importants paramètres pour l'analyse avec une grande variabilité. En effet, même s'il s'agit d'éléments en acier, le module de déformation du béton influe plus que celui de l'acier. Bien que le module de déformation de l'acier intervienne dans le calcul du ratio d'Euler de manière directe, la contribution du module de béton aux modes de la structure est plus grande. Cette affirmation peut s'expliquer par deux arguments : (1) la masse modale effective de la charpente métallique est presque négligeable devant la contribution de la sous-structure en béton ; (2) la variabilité du module d'acier est moindre avec un CoV de 3% contre 15% pour le béton.

La résistance en traction de l'acier est également un paramètre important pour le calcul de la plastification du fait de son intervention directe dans le calcul. Cette VA est le 3ème paramètre d'intérêt pour la vérification des éléments métalliques.

4.1.2 Influence des conditions initiales

Dans cette partie, plusieurs conditions initiales sont discutées par rapport au cas de référence défini dans l'introduction de la section 4.1. La première d'entre elle est la période de retour du séisme appliquée lors de l'analyse de manière déterministe.

4.1.2.1 Influence de la période de retour sismique : analyse dynamique incrémentale (IDA)

Le séisme utilisé comme aléa principal a été appliqué comme seule charge extérieure, exception faite des pressions d'eau et des poids, aux périodes de retour de 200, 500, 1 000, 2 500, 5 000 et 10 000 ans. L'ensemble des résultats n'est pas présenté ici et l'emphase a été mise sur l'évolution de la position des excentricités ainsi que le glissement et le FSG en fonction de l'intensité du séisme.

4.1.2.1.1 Évolution des excentricités en fonction de la période de retour sismique

Les excentricités sont calculées selon les équations 3.15. La figure 4.7 représente la section étudiée qui a été partitionnée suivant la définition des zones du tableau 3.20 sur laquelle la position de la résultante est repérée pour chaque instant. Quatre périodes de retour sont présentés : 200, 1 000, 2 500 et 10 000 ans avec les huit combinaisons sismiques possibles. L'ellipse en pointillée représente la zone dans laquelle la résultante des efforts doit être localisée pour limiter les contraintes de compression selon plusieurs guides en géotechnique (statique) (cf. section 3.4.2.1;

aire fissuré limitée à 50% de l'aire totale). Notons que ce critère est beaucoup plus sévère que celui défini par Hydro-Québec en condition sismique qui autorise toute position de la résultante dès lors qu'elle appartient à la section. Il est dès lors fournit à titre indicatif.

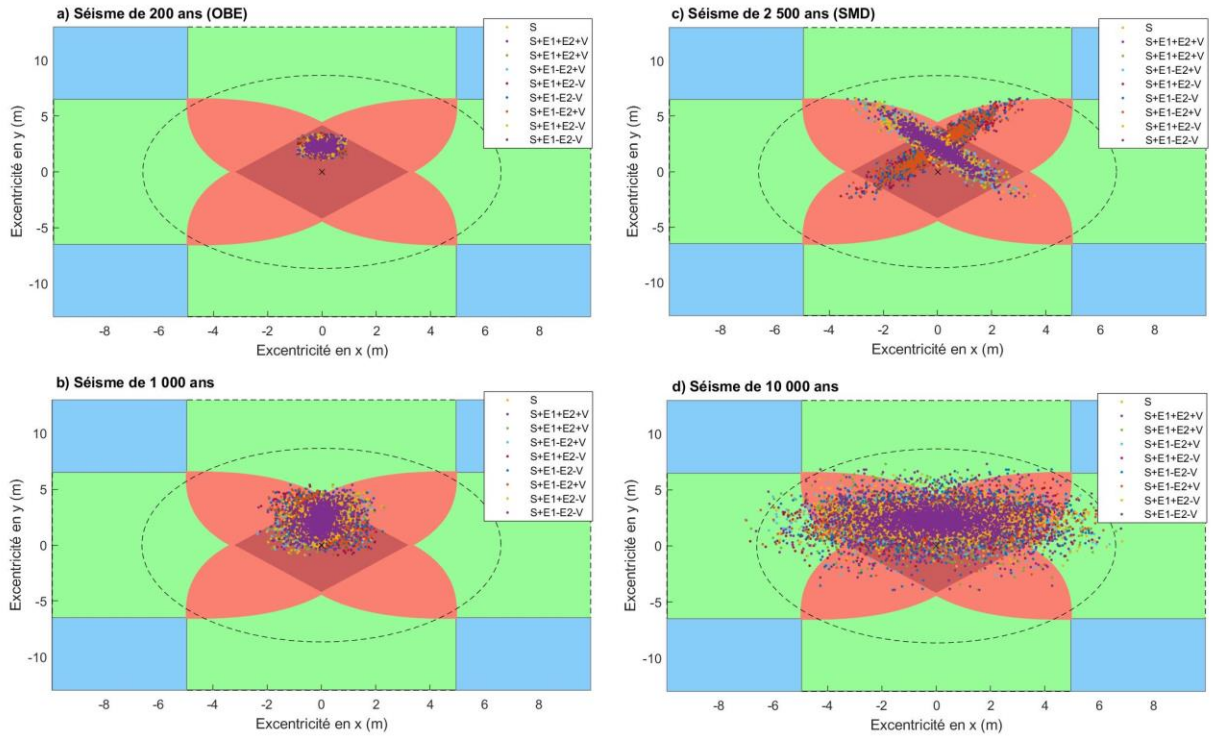


Figure 4.7 : Évolution des excentricités à la base en fonction du temps et de la période de retour du séisme.

Sur la figure 4.7a), pour un séisme OBE, l'ensemble des positions des excentricités demeure au sein du losange symbolisant le Kernel; ce qui implique que l'ensemble de la section est comprimé. La section n'est donc pas fissurée.

À mesure que l'intensité sismique augmente, l'excentricité maximale augmente aussi. Les résultats présentés sont qualifiés de très sécuritaires puisque la distribution des excentricités reste majoritairement dans la zone définie par l'ellipse. Il arrive cependant que les excentricités sortent de cette zone. Un second critère a été introduit pour prendre en compte la durée hors de la zone. En effet, pour un séisme, il est pertinent de savoir si la résultante est en dehors de la zone de manière très brève lors d'un pic ou plus prolongée mais demeure dans la section ou sors de celle-ci mais pour une fraction de seconde. Le tableau 4.1 regroupe les temps consécutifs maximaux et les temps totaux en dehors de l'ellipse pour les quatre périodes d'intérêt. Les temps renseignés correspondent aux temps maximums calculés avec l'analyse de sensibilité.

Tableau 4.1 : Temps consécutif et total en dehors de la zone recommandée de la position de la résultante en fonction de la période sismique.

T (ans)	200	500	1 000	2 500	5 000	10 000
t_{cons} (s)	0.00	0.00	0.00	0.03	0.03	0.21
t_{tot} (s)	0.00	0.00	0.00	0.51	1.81	3.99

Légende : t_{cons} : temps consécutif en dehors de la zone recommandée ; t_{tot} : temps total en dehors de la zone recommandée

Les résultats indiquent que les temps consécutifs hors de la zone recommandée sont faibles avec seulement quatre pas de temps pour 2 500 et 5 000 ans et au maximum 37 pas de temps à 10 000 ans. Ainsi, quand bien même la résultante sort de l'ellipse, la durée hors de la zone est très courte. L'évacuateur est donc sécuritaire vis-à-vis du critère de position de la résultante pour les charges sismiques considérées.

4.1.2.1.2 Glissement et FSG en fonction de la période de retour sismique

Dans cette section, pour une résistance au cisaillement résiduelle, le glissement et le FSG à la base sont compilés selon différents niveaux d'intensité sismique. Trois valeurs sont reportées et correspondent à la valeur de glissement et du FSG pour laquelle les VA sont à leurs médianes ainsi que le minimum et maximum observés sur le diagramme Tornado. La figure 4.8 présente l'évolution en parallèle du FSG et du glissement et repèrent les seuils de défaillance définis à la section 3.4.1. Une mise à l'échelle des axes verticaux a été faite de sorte que ces seuils apparaissent superposés.

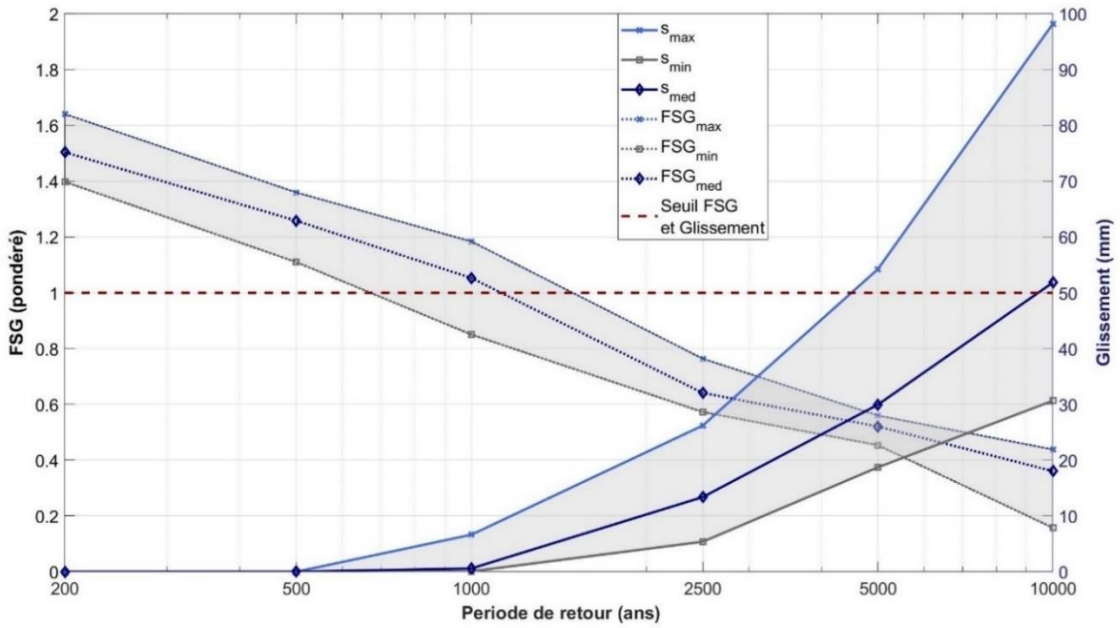


Figure 4.8 : Évolution du glissement et du FSG en fonction de la période de retour sismique.

Le FSG calculé pour cette analyse est le facteur pondéré tel que défini à la section 3.4.1.1. Si ce n'avait pas été le cas, une exacte correspondance entre le point où FSG est égal à l'unité et glissement non nul aurait été observé.

Pour la valeur « médiane », le FSG devient inférieur à l'unité pour une période de retour proche de 1 000 ans. Ce qui est plus défavorable que vis-à-vis du seuil de défaillance du glissement qui n'est rencontré que pour une période de retour de 10 000 ans.

Il est à noter le fort comportement hétéroscédastique du glissement à mesure que l'intensité sismique augmente. Pour le justifier, le spectre de réponse pour les six périodes de retour étudiées est présenté à la figure 4.9. À mesure que la période sismique augmente, le gradient autour dans la zone représentant 70% de la masse modale effective (en rose) s'accentue; ce qui justifie l'augmentation de la variabilité.

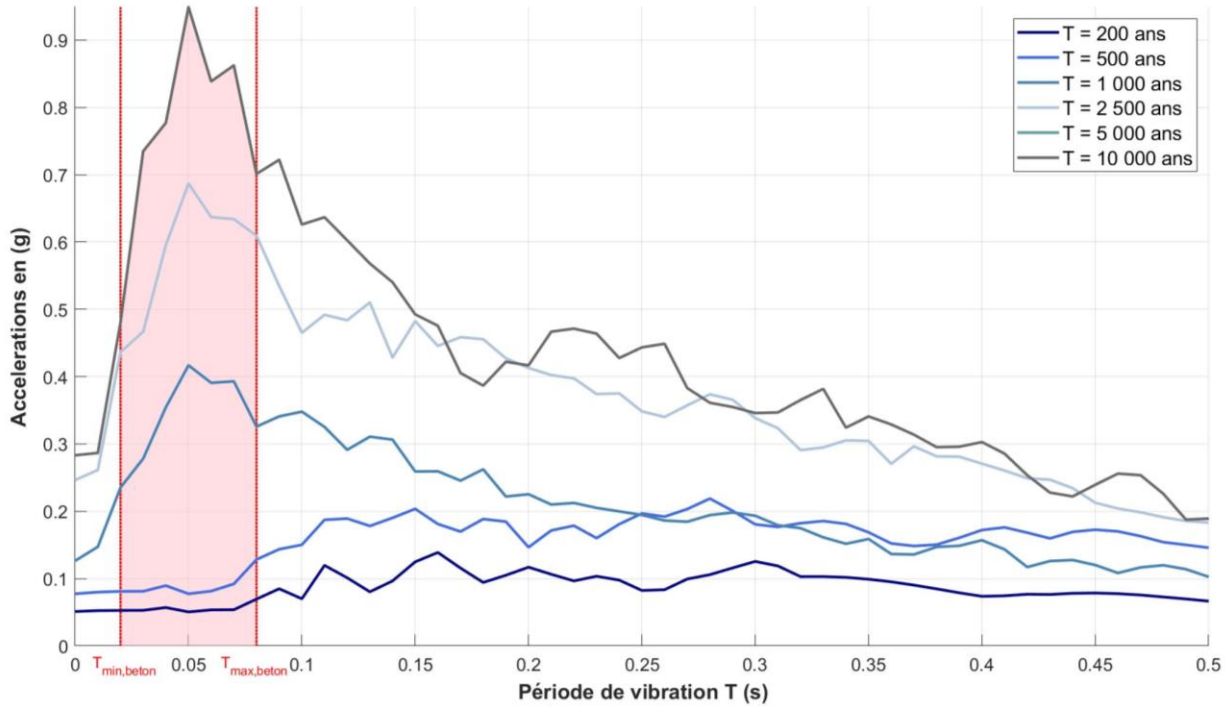


Figure 4.9 : Spectre de réponse pour les six périodes de retour avec $\xi = 3.5\%$: justification du comportement hétéroscédastique.

4.1.2.2 Comparaison du FSG pour la résistance au cisaillement pic/résiduelle

Une des questions subsidiaires étaient de mesurer l'importance de la considération d'une résistance au cisaillement au pic par rapport au choix d'une résistance résiduelle. Une analyse comparative a

donc été faite pour différentes périodes de retour pour le cas médian uniquement. La figure 4.10 présente l'évolution du FSG pour les deux cas considérés en parallèle de l'aire fissurée qui est confondue pour les deux analyses. En effet, les paramètres de coefficient de friction ou de cohésion n'interviennent pas dans les autres sorties du modèle. De plus, il n'est pas physiquement admissible d'étudier un glissement pour une résistance de cisaillement au pic car le comportement à la rupture observé au pic est fragile.

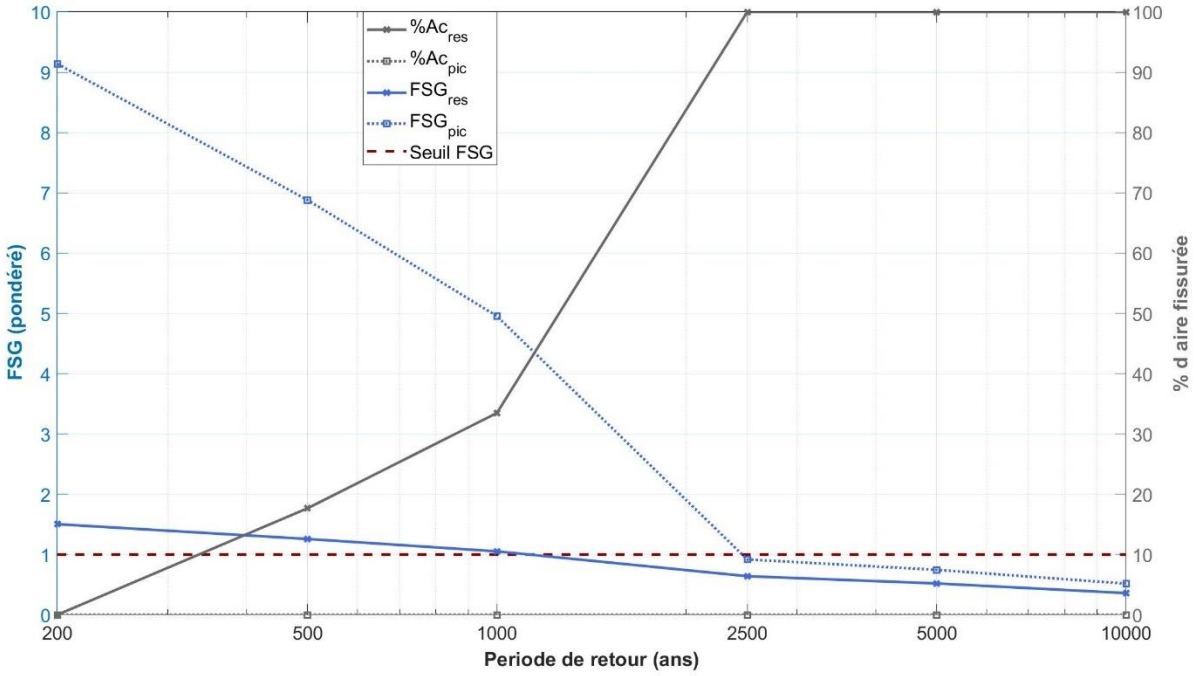


Figure 4.10 : Comparaison du FSG en fonction de la période de retour pour une résistance au cisaillement au pic et résiduelle (cas médian).

L'influence du cas pic et résiduel est importante sur les résultats, notamment sur la plage [200-1000 ans] où la section est faiblement fissurée. Pour le séisme OBE, le FSG obtenu dans le cas « pic » est de 9.1 contre 1.5 dans le cas résiduel. En effet, la cohésion intervient de manière linéaire dans le calcul du FSG et la valeur de cohésion moyenne au pic est plus de 15 fois supérieure au cas résiduel. À mesure que la période de retour sismique augmente, la différence entre les deux analyses diminue jusqu'à ne dépendre que de la différence entre les deux coefficients de friction (1.3 pour pic et 0.9 pour résiduel). L'écart relatif entre les deux modèles est de l'ordre de 80% si une partie de la cohésion est mobilisable et tombe à 30 % pour une section totalement fissurée. D'ailleurs, une fois le ratio d'aire fissurée égal à 100 %, l'écart relatif reste constant pour les périodes sismiques supérieures dans le cas médian.

En regardant plus en détails deux calculs pour deux périodes de retour différentes, il est possible de voir l'influence de la cohésion sur le glissement en parallèle de l'aire fissurée comme l'illustre la figure 4.11. En effet, c'est réellement l'aire fissurée qui pilote la valeur du FSG, surtout dans le cas de résistance au pic où la valeur de cohésion est très significative.

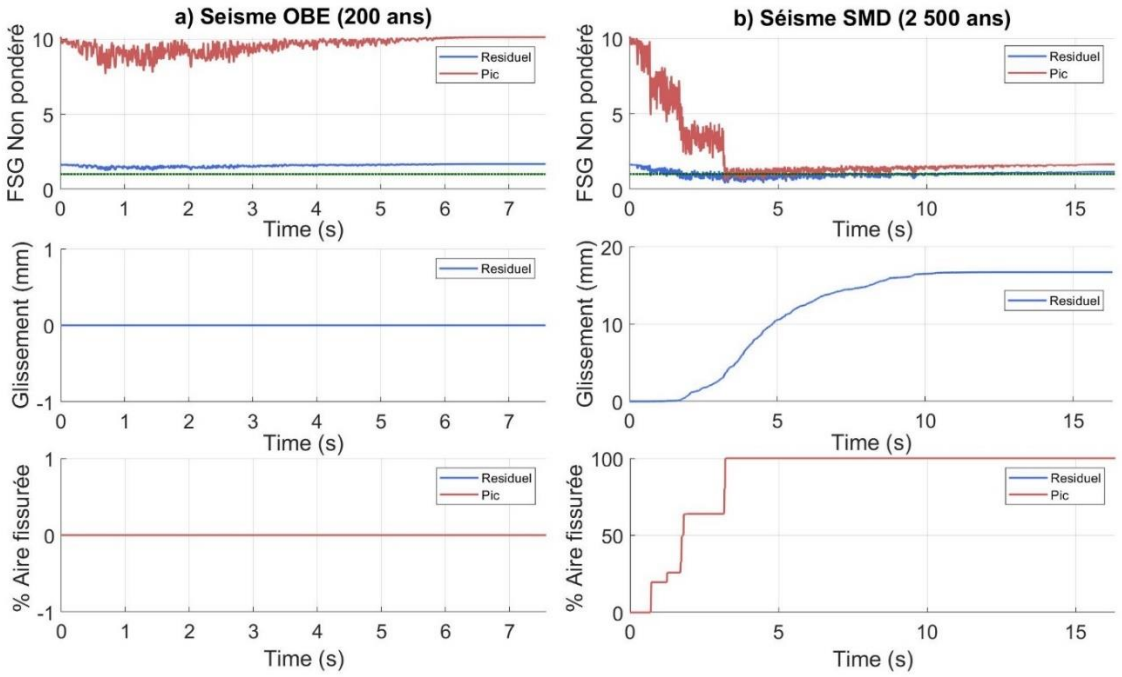


Figure 4.11 : Comparaison du cas résiduel et pic sur le FSG non pondéré et le glissement en fonction du temps pour deux périodes de retour a) 200 ans et b) 2500 ans.

Pour un cas non fissuré ou faiblement fissuré, il est possible de mobiliser de la cohésion, ce qui limite de manière importante le glissement, surtout dans le cas d'une résistance au pic.

4.1.2.3 Influence de l'ouverture des vannes

L'état des vannes est un paramètre pris en compte dans les analyses de barrage. SNC Lavalin (2013) propose de vérifier la stabilité de la structure avec un cas de vannes ouvertes en situation normales. Cependant, dans les combinaisons sismiques, les vannes sont considérées en position fermée dans la plupart des guides de conception (SNC Lavalin, Hydro-Québec, CDA, USBR).

Dans cette partie, une étude de l'influence des conditions initiales d'ouverture des vannes sous combinaisons sismiques est proposée. L'état des vannes se traduit par le nombre de vannes ouvertes [0,1,2 et 5] et le niveau d'ouverture associée. Sur chacun de ces cas, la hauteur de l'ouverture suit une distribution uniforme entre 0.1m et 9m et sont intégrés directement au diagramme Tornado.

Les résultats sont présentés sur les figures 4.12, 4.13 et 4.14 pour un séisme de 2500 ans dans le cas résiduel. Pour les contraintes normales à la base ainsi que les ratios dans les éléments métalliques, l'influence de l'état initial d'ouverture des vannes est négligeable et n'est donc pas présentée.

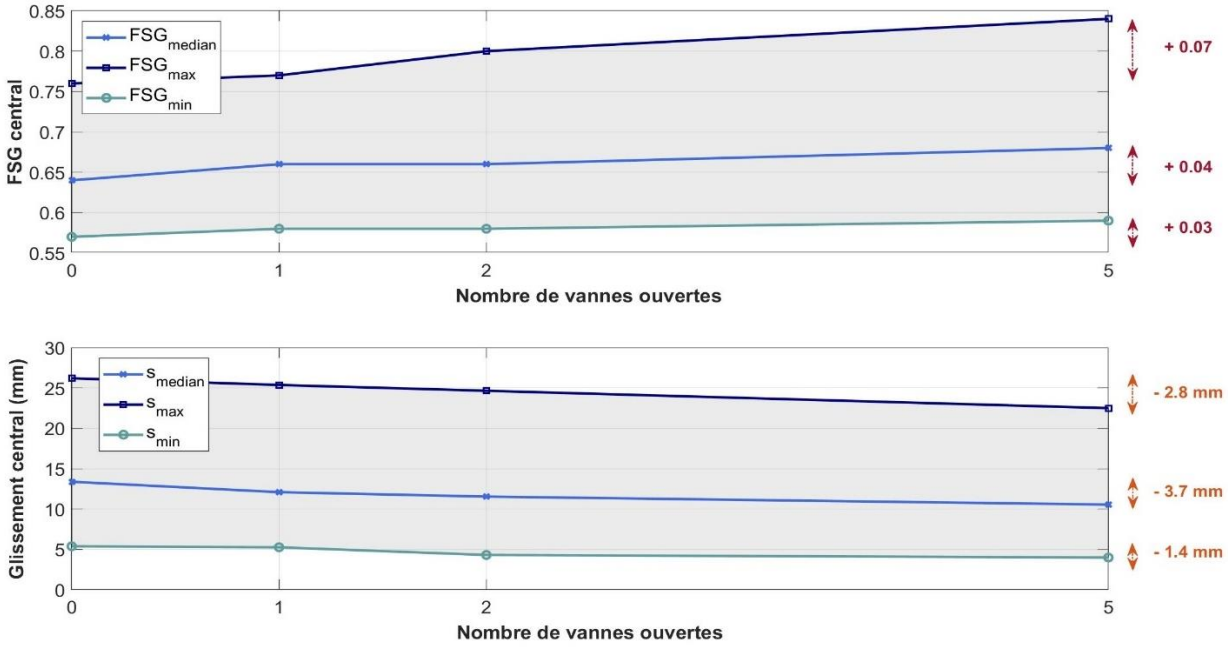


Figure 4.12 : Évolution du FSG et du glissement central en fonction du nombre de vannes ouvertes.

Les sorties mesurant le glissement à la base sont logiquement plus sécuritaires à mesure que le nombre de vannes ouvertes augmente. Cependant, la variation entre les deux cas extrêmes (tout ouvert et tout fermé) est faible pour la section très éloignée qu'est la base de la structure en béton.

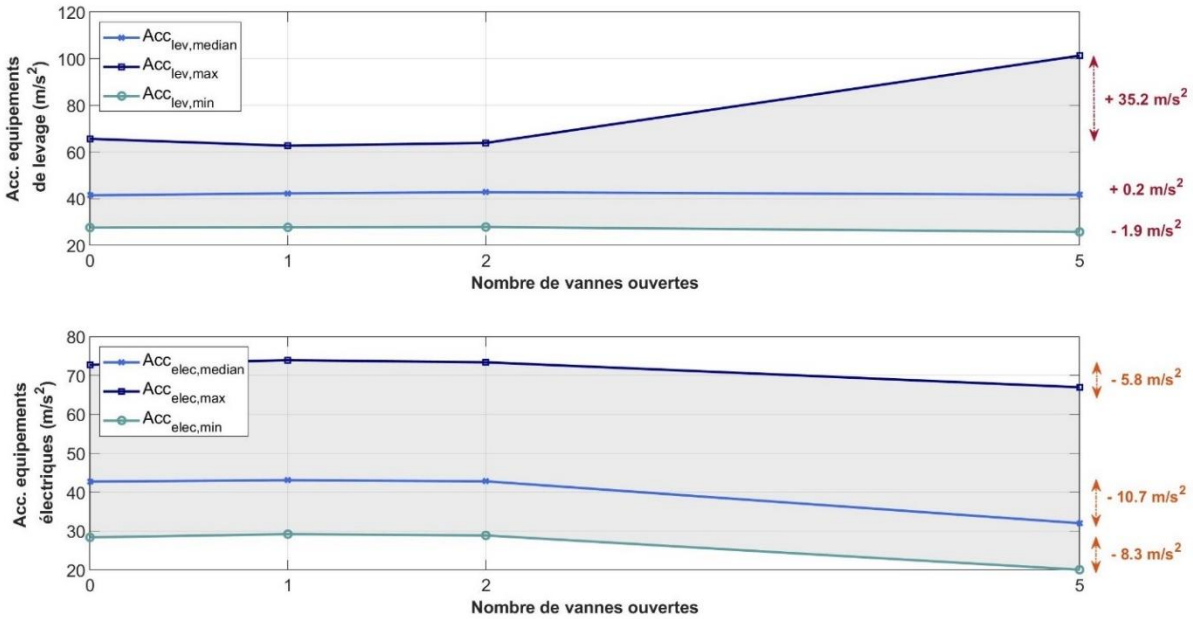


Figure 4.13 : Évolution des accélérations des équipements de levage et électriques en fonction du nombre de vannes ouvertes.

Les accélérations des équipements de levage situé au droit de la vanne qui est ouverte en premier présente une variation faible pour une ou deux vannes ouvertes mais qui devient non négligeable pour cinq vannes ouvertes.

Comme pour les autres analyses, des diagrammes Tornado ont été développés et sont superposés pour les cas avec une, deux ou cinq vannes ouvertes. Pour faciliter la comparaison, les valeurs sont centrées et standardisés autour d'une valeur nulle et sont à lire en pourcentage de variation pour toutes les conditions d'ouverture.

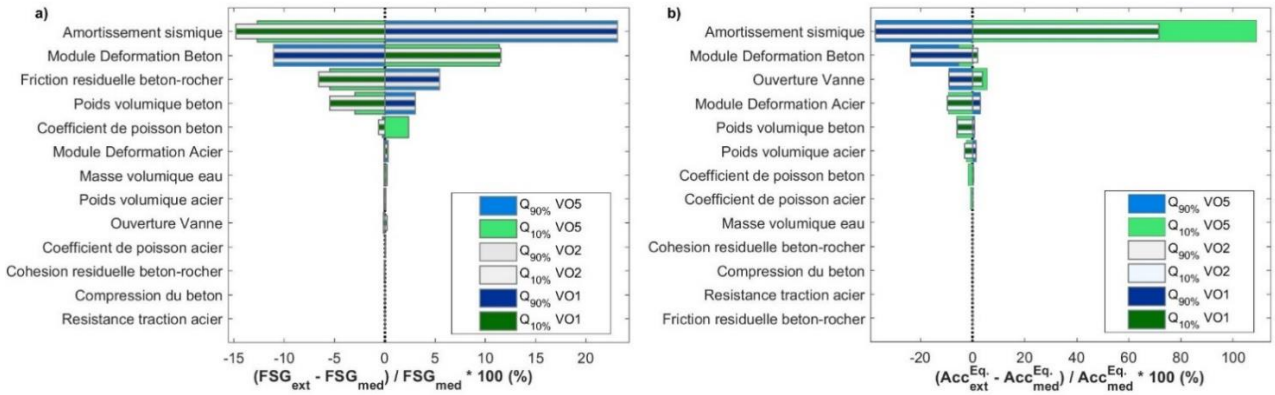


Figure 4.14 : Diagrammes Tornado superposés pour différentes conditions d'ouverture de vannes (VO) dans le cas a) du FSG central et b) de l'accélération des équipements.

Les sensibilités présentent de fortes similitudes avec les cas des séismes seuls. En effet, l'ordre établi à la section 4.1.1 des VA les plus influents restes identiques avec encore une fois une très grande prépondérance de l'amortissement sismique ξ et du module de déformation du béton E_c.

Pour le FSG, la VA caractérisant la hauteur d'ouverture de la vanne est très peu influente à la base mais le nombre de vannes ouverte influence légèrement la réponse (5% de différence entre 1 et 5 vannes ouverte au maximum).

Pour l'accélération de l'équipement de levage situé au droit du pendule équivalent (cf. section 3.1.4.1), la sensibilité à l'ouverture est davantage importante et est même le 3ème facteur après l'amortissement et le module de déformation du béton. En effet, en rapprochant la vanne de l'équipement monitorée, les masses ponctuelles équivalentes de 51 tonnes se rapprochent du point d'intérêt, ce qui augmente les forces d'inerties. Il faut en tout cas s'assurer que la position de la vanne ouverte ne corresponde pas à une période susceptible d'entrer en résonance.

Ainsi, vis-à-vis d'un séisme de faible intensité, la condition d'ouverture (nombre et hauteur) est peu influente pour les sorties considérées. L'ouverture des vannes va, dans la majorité des sorties, dans le sens de la sécurité puisque cela diminue de manière importante les charges appliquées. Cette analyse ne peut cependant qu'être préliminaire car une analyse du glissement du joint de reprise de bétonnage le plus proche de la vanne ouverte aurait probablement impliqué une plus grande sensibilité. Et même si les vannes sont ouvertes suivant l'ordre de référence proposé dans le manuel de l'ouvrage (Hydro-Québec, 1987), une étude de sensibilité de la position des vannes ouvertes pourrait être aussi pertinente.

4.1.2.4 Influence de la troncature

Dans ce paragraphe, une discussion sur l'influence de la troncature des distributions de paramètres est menée. Le cas de comparaison est un séisme de période de retour 2500 ans sans charge de glace ni de crue. Dans le cas d'une analyse de sensibilité Tornado, la prise en compte de bornes tronquées pour les huit VA tronquées va modifier les valeurs des fractiles à 10%, 90% et de la médiane. Cette variation des entrées va se répercuter sur les sorties.

Les bornes ont été établies en considérant les limites physiques du problème ou le jugement d'expert. Une discussion plus détaillée est présentée à la section 3.3.5.

Tableau 4.2 : Comparaison des entrées et sorties selon la considération de la troncature.

	Entrées				**Sorties**							
	Ec (kPa)		*ξ*		*FSG 3*	*Glissement 3 (mm)*		*Contraintes Maximales Centrales (kPa)*		*Acc. Équipements Électriques (m/s2)*		
	Tronq.	**Non tronq.**	**Tronq.**	**Non tronq.**	**Tronq.**	**Non tronq.**	**Tronq.**	**Non tronq.**	**Tronq.**	**Non tronq.**	**Tronq.**	**Non tronq.**
Max	25322174	25275334	0.06	0.06	0.76	0.76	26.2	35.4	3 756	4 610	40	52
Min	17511539	17124666	0.02	0.01	0.57	0.53	5.4	5.5	2 302	2 307	18	19
Médian	21302074	21200000	0.04	0.04	0.64	0.64	13.4	13.9	2 762	2 794	23	24
Écart Relatif Moyen	**1%**		**6%**		**1%**	**-5%**		**-2%**		**-3%**		

Légende : Tronq. : distribution bornée de 8 des 12 VA. Non tronq. : distribution non bornée pour les 12 VA

Dans le tableau 4.2 figure les entrées ayant le plus été modifiées par la troncature : le module de déformation du béton E_c et l'amortissement sismique ξ. La variation de +1% pour le module de déformation et de +6% pour l'amortissement s'explique par l'importance des incertitudes sur ces VA. En effet, plus l'incertitude est grande, plus le coefficient de variation est important, ce qui se traduit par un étalement de la distribution. Or, lorsque la troncature est appliquée, les queues de distribution sont les premières à être impactée. Qui plus est, les limites physiques de l'amortissement notamment ne sont pas inextinguibles et ne peuvent ni être inférieur à 1% ni supérieur à 10% pour une analyse linéaire d'un ouvrage évacuateur.

C'est donc ce double impact de la grande variabilité du paramètre dans une plage de valeur qui n'est pas trop éloigné de la médiane qui conduit à l'augmentation significative sur les entrées du module de déformation et d'amortissement.

Cela impacte les paramètres qui vont modifier les sorties jusqu'à 5% de leur valeur. Cette observation confirme encore une fois l'importance des paramètres E_c et ξ sur la majorité des sorties étudiées. Néanmoins, la manière de réaliser la troncature est à prendre en considération et d'autres études sont nécessaires pour répondre à ces questions : doit-on tronquer des valeurs de paramètres impossibles physiquement ? improbables ? ou ne jamais tronquer ?

4.2 Scenario 2 : séisme OBE combiné avec un couvert de glace statique

4.2.1 Présentation des deux cas de chargements de glace

Les lignes directrices (CDA, SNC Lavalin …) recommandent une combinaison séisme OBE et glace statique (cf. section 2.3.2). C'est l'objectif de cette partie que de voir l'influence de l'ajout de glace statique à un séisme de période de retour 200 ans sur la réponse structurale de l'évacuateur de crue. Il faut noter que l'ajout de glace se traduit par deux VA supplémentaires : la pression de glace I_{stat} (kPa) et la pression maximale de glace qui vient tronquée la valeur de pression si nécessaire. Les vannes sont toujours fermées et la résistance en cisaillement est considérée résiduelle.

Jusqu'alors, les valeurs prises pour la charge sont issues des recommandations faites par (Wilde & Johansson, 2016) et (Fouhy & Ríos Bayona, 2014) et sont parfaitement adaptées aux conditions des pays scandinaves. Or, pour être cohérent avec les recommandations des guides de conception (Hydro-Québec, 2003a), il faut augmenter la charge de glace appliquée. Pour ce faire, le mode de la distribution lognormale sera pris égal à 100 kN/m, ce qui correspond à une moyenne de 120 kN/m. Le coefficient de variation est pris égal à 50% caractérisant une très grande incertitude.

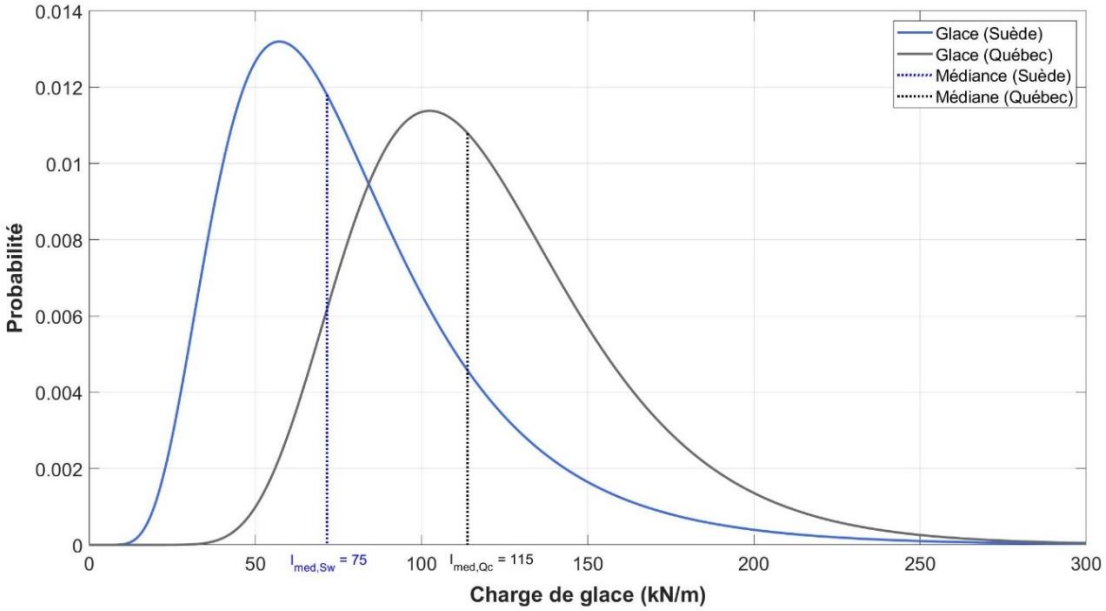


Figure 4.15 : Comparaison des distributions de chargement de glace statique pour des régions scandinaves et du Québec.

4.2.2 Analyse de sensibilité Tornado dans le cas du chargement sismique couplé à une pression de glace

Les analyses ont été réalisées pour les deux distributions. Cependant, les résultats sont très proches et seul le chargement de glace adapté au Québec est présenté.

Les accélérations dans les équipements demeurent inchangées par rapport au séisme OBE seul. Ce constat est anticipable car les forces d'inerties de la charpente métallique sont grandes devant la valeur de la charge de glace appliquée, notamment au point de levage où la masse du treuil est concentrée.

Dans la figure 4.16, les diagrammes Tornado des sorties les plus influencées sont présentées dont le FSG et la contrainte au niveau de la base d'un pilier central ainsi que le ratio de plastification d'une colonne de charpente métallique.

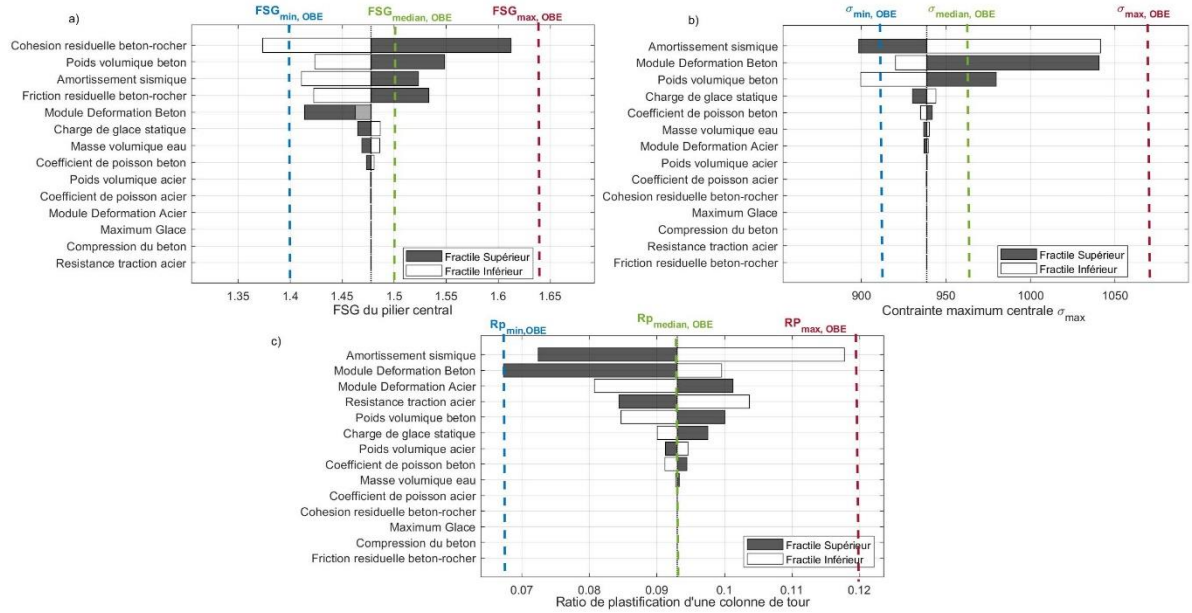


Figure 4.16 : Diagrammes Tornado pour le scénario 2 d'un séisme OBE (200 ans) combiné à une charge de glace avec a) le FSG central, b) la contrainte maximale à la base au centre et c) le ratio de plastification d'une colonne de la tour de la charpente métallique.

Pour les trois sorties présentées, l'ajout du chargement de glace a une influence limitée devant celle du séisme OBE. Le FSG à la base est plus critique et diminue pour les valeurs médianes (-0.02), minimales (-0.03) et maximales (-0.03). Pour ce séisme de faible intensité, la fissuration de la section à la base est nulle. Dès lors, le terme cohésif est important, ce qui confirme que la cohésion est le paramètre le plus influent sur la stabilité au glissement pour les séismes de faible intensité. La contrainte maximale à la base est également plus critique et croît légèrement avec une augmentation moyenne des valeurs médianes, maximales et minimales de 2%. Pour les deux sorties mesurées à la base de l'ouvrage, la différence entre le cas séisme seul et avec glace est faible. En effet, la charge latérale déstabilisatrice est faible devant le poids atteint à la base. Il conviendrait de faire une vérification du FSG dans la reprise de joint de béton la plus proche de la position de la charge de glace pour mesurer de manière plus réaliste l'incidence de la charge de glace.

Enfin, les ratios de flambement et de plastification en traction pour les éléments en acier sont presque identiques que ceux du cas sismique. Encore une fois, les éléments monitorés ne sont pas suffisamment proches pour être impactés par la charge appliquée.

Ces conclusions sont confirmées par le classement de la charge de glace dans le diagramme Tornado qui présente une plage de sensibilité beaucoup moins importante que les VA d'amortissement et de module de déformation en béton ou en acier.

4.3 Bilan de l'analyse de sensibilité

4.3.1 Limites de l'analyse déterministe par Tornado

La construction de diagramme Tornado présentée revient à faire une étude de sensibilité pour une analyse sismique déterministe. Cependant, même si cette méthode est pertinente, son utilisation n'est pas la panacée et plusieurs limitations existent :

- L'unicité de l'accélérogramme utilisé. En effet, les résultats mettent en exergue une sensibilité importante vis-à-vis de E_c et ξ pour cet accélérogramme : qu'en est-il si l'on choisit un autre accélérogramme ?
- Le diagramme de Tornado n'est pas le plus adapté pour représenter des comportements non linéaires important. En effet, seules trois valeurs pour mesurer la sensibilité d'une variable. Une analyse plus fine sera menée sur la sensibilité du métamodèle au Chapitre 5.
- L'interprétation sur les corrélations entre les entrées X_i et sorties Y_i n'est que partielle et il faudrait davantage de valeurs pour la garantir.

4.3.2 Variables sélectionnées

Les analyses Tornado ont mis en lumière l'influence importante de plusieurs VA dont notamment l'amortissement sismique et le module de déformation du béton.

Pour procéder à une sélection sur des critères semi-objectifs, une analyse multicritère par agrégation est proposée selon le principe des sommes pondérées. Les critères correspondent aux sorties : FSG, glissement, contraintes, accélérations et ratios d'Euler ou de plastification. A chaque critère est associée une performance prise égale à l'écart entre le maximum et le minimum issue de la variation de chaque VA. Trois critères supplémentaires sont définis :

(1) Six VA sont sélectionnées pour la suite de l'étude.

(2) Si une VA est classée parmi les deux plus sensibles sur un critère, elle est sélectionnée pour le Chapitre 5.

(3) Si un des paramètres de résistance en cisaillement est dans les six principales VA, le paramètre associé est lui aussi pris en compte même s'il n'est pas classé dans les six premières VA.

Le développement complet de la méthode est proposé en ANNEXE O et le classement des variables ainsi que la sélection des VA à considérer pour le développement du métamodèle est proposé au tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Classement des VA selon les 3 conditions définis ci-dessus et de 7 sorties des diagrammes Tornado par analyse multicritère via agrégation.

Paramètres	Bilan et classement
E_c	2
E_{st}	7
v_c	8
v_{st}	11
γ_c	3
γ_{st}	10
ρ_w	9
$\tan(\varphi_{conc\text{-}rock})_res$	4
f_y	5
f'_c	12
ξ	1
$c_{conc\text{-}rock}_res$	6

Notons que des processus plus complexes de sélection des VA existent dans la littérature comme les méthodes ELECTRE TRI ou ELECTRE III (Roy, B., 1978).

CHAPITRE 5 DÉVELOPPEMENT DU MÉTAMODÈLE PAR LA MÉTHODE DU KRIGING

5.1 Introduction

Au Chapitre 4, une sélection de six variables est faite grâce aux diagrammes Tornado. Ces variables sont les variables exogènes du métamodèle. Les variables endogènes sont les sorties intervenant dans le problème de fiabilité : FSG, glissement et contraintes à la base, ratios d'Euler et de plastification. Pour construire le métamodèle d'une sortie, il faut (1) générer des échantillons représentatifs, puis (2) évaluer chacun des échantillons par le modèle EF. Enfin, il faut (3) choisir le meilleur des modèles et valider sa capacité à remplacer le modèle EF qui est demandeur en temps de calcul.

La démarche de métamodélisation de ce chapitre est appliquée à l'ensemble des sorties nécessaires au développement de la fiabilité, soit 18 pour l'ELS et 20 pour l'ELU. Pour automatiser la génération des métamodèles et optimiser le temps de calcul, un algorithme de couplage du modèle EF avec la boite à outil permettant de générer un métamodèle UQLab est proposé.

5.2 Génération des échantillons du plan d'expérience

5.2.1 Corrélation des variables aléatoires

Dans la section 3.5.2, les variables sont implicitement considérées indépendantes (donc non corrélées) les unes des autres car les variations se font une variable après l'autre. Pourtant, dans la réalité, la prise en compte de la corrélation peut modifier significativement le calcul de fiabilité. Pour le développement du métamodèle, seules six VA ont été sélectionnées comme étant les plus importantes sur les sorties du problème. Parmi elles, selon notre jugement, il a été considéré que seules deux VA présentent des corrélations croisées : le module de déformation du béton (E_c) avec le poids volumique du béton (Υ_c) et le coefficient de friction ($\tan\phi$) avec la cohésion (c).

Dans ce problème, deux approches sont utilisées pour calculer les coefficients de corrélations linéaires ρ_{ij} dont la définition est donnée à la section 3.3.1.1.

5.2.1.1 Corrélation entre la friction et la cohésion

Pour estimer la corrélation linéaire des paramètres de résistances en cisaillement, le choix a été fait d'utiliser les valeurs prises dans la littérature. La définition de la corrélation linéaire entre les paramètres de cohésion et de friction angulaire n'est pas très bien établie. S'il est aujourd'hui admis qu'il existe une corrélation négative entre la cohésion et l'angle de friction lorsque le critère de Mohr-Coulomb est utilisé, la valeur du coefficient n'est pas définie précisément. Selon le matériau, elle varie entre -0.7 et -0.2 (Javankhoshdel & Bathurst, 2015). Pour un matériau granitique, Lumb (1970) donne un coefficient moyen de -0.244 en se basant sur des tests de résistances résiduelles pour du granite à Hong-Kong et en Australie.

Pourtant, de nombreuses études sont réalisées avec une hypothèse d'indépendance impliquant une corrélation nulle. Or, l'effet possible des corrélations négatives sur le la stabilité structurale des barrages a été investigué par Krounis (2013). L'auteur a conclu que plus la corrélation était négativement importante ($\rho \rightarrow -1$), plus la sécurité au glissement était importante. Ce qui place l'hypothèse communément admise d'indépendance du côté sécuritaire.

Dans le cadre de ce mémoire, la corrélation est prise en se fiant aux résultats de Lumb (1970) pour le granite en supposant $\rho_{c-tan\varphi} = -0.2$.

5.2.1.2 Corrélation entre les VA du béton

Il est généralement admis qu'il existe une corrélation positive entre les paramètres du béton. Pour déterminer la valeur de corrélation linéaire entre le poids volumique et le module de déformation, l'idée est d'utiliser la fonction définie par (ACI, 1992) qui lie E_c et Υ_c :

$$E_c = 33.\gamma_c^{1.5}.f_c^{0.5}\ avec\ E_c\ en\ psi, \gamma_c\ en \frac{lb}{ft^3} et\ f_c\ en\ psi \qquad (5.1)$$

L'équation 5.1 applicable pour le béton structural est utilisée ici en approximation pour le béton de masse de l'ouvrage. Celle-ci est réductible en considérant la valeur moyenne de f_c et en convertissant dans le système d'unités de l'analyse :

$$E_c\ (GPa) = 5.606.\gamma_c(kN/m^3) \qquad (5.2)$$

Cette fonction résultant d'un développement empirique, il s'agit du résultat d'un problème de régression sur des échantillons disponibles. La valeur $E_c = f(\gamma_c)$ est alors considérée comme la moyenne à laquelle une variabilité est ajoutée par la sommation d'un bruit suivant une loi normale de paramètres (0, σ^2). Pour exprimer le paramètre σ^2, un coefficient de covariance de 5% a été supposé (un tiers du coefficient de covariance du module de déformation du béton).

L'idée est donc de reconstruire les échantillons résultant des expérimentations et de calculer la corrélation sur ce jeu d'échantillon. Le nombre d'échantillons est augmenté jusqu'à obtenir convergence. Dans notre cas, un coefficient de corrélation linéaire de 0.75 est obtenu comme l'illustre la figure 5.1.

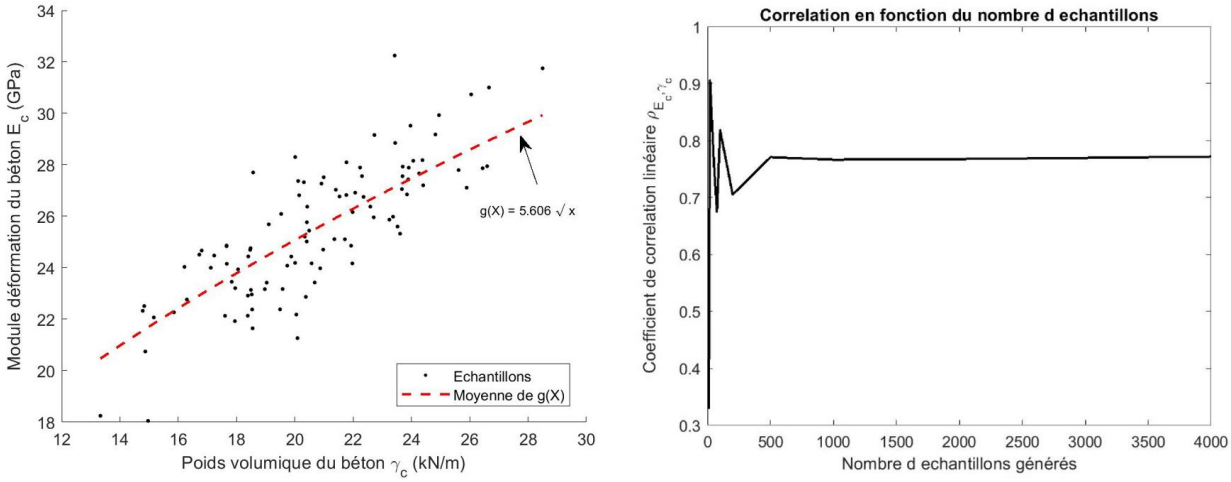


Figure 5.1 : Évaluation de la corrélation linéaire entre le module de déformation et le poids volumique du béton.

5.2.1.3 Matrice de corrélation

Ainsi, il est possible d'exprimer matrice de corrélation pour les six variables aléatoires :

Matrice 5.1 : Matrice de corrélation des VA du métamodèle.

	E_c	Υ_c	$\tan(\varphi_{conc-rock})_{res}$	f_y	ξ	$c_{conc-rock,res}$
E_c	1.00	**0.75**	0.00	0.00	0.00	0.00
Υ_c	**0.75**	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\tan(\varphi_{conc-rock})_{res}$	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	**-0.20**
f_y	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
ξ	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
$c_{conc-rock,res}$	0.00	0.00	**-0.20**	0.00	0.00	1.00

5.2.2 Échantillonnage LHS

Pour valider le processus d'échantillonnage, trois vérifications sont à faire : le calcul des moyennes et des écart-types des échantillons et la matrice de corrélation de l'échantillon. Pour un échantillonnage de 500 valeurs, le biais doit être nul.

i. Moyenne et écart-type

Tableau 5.1 : Propriétés des échantillons LHS générés sans troncature pour validation.

VA	E_c (kPa)	Υ_c (kN/m³)	$\tan(\phi)_{res}$	f_y (kPa)	ξ	c_{res} (kPa)
$\bar{X}$	21200000	22.79	0.900	189585	0.035	75.99
$\bar{X}_{th}$	21200000	22.79	0.900	189585	0.035	76.00
Écart Relatif (%)	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
σ	3179521	0.775	0.04	15165	0.02	15.14
σ_{th}	3180000	0.775	0.04	15167	0.02	15.20
Écart Relatif (%)	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	-0.4%

ii. Matrice de corrélation

La matrice de corrélation visée est définie dans la matrice 5.1 et doit être suffisamment proche de la matrice 5.2 ci-dessous. Pour 1000 échantillons générés, cette affirmation est vérifiée car la différence est de l'ordre de 10^{-3}.

Matrice 5.2 : Corrélation des échantillons LHS générés sans troncature.

	E_c	Υ_c	$\tan(\phi)_{res}$	f_y	ξ	c_{res}
E_c	1	**0.75**	-3E-17	2E-17	3E-17	2E-03
Υ_c	**0.75**	1	4E-17	-5E-17	-1E-17	3E-03
$\tan(\phi)_{res}$	-3E-17	4E-17	1	-4E-18	4E-17	**-0.20**
f_y	2E-17	-5E-17	-4E-18	1	-2E-17	5E-03
ξ	3E-17	-1E-17	4E-17	-2E-17	1	-7E-04
c_{res}	2E-03	3E-03	**-0.20**	5E-03	-7E-04	1

iii. Graphe de l'échantillonnage avec les distributions non tronquées

La dernière vérification de l'échantillonnage est graphique et consiste à vérifier une distribution à la fois proche de la loi théorique mais aussi bien répartie dans les queues de distribution. Dans cette partie, le cas de distribution non tronquée est présenté. Or, avec une distribution normale pour l'amortissement, il est possible d'obtenir des valeurs d'amortissement négatives. Ces valeurs sont enlevées de l'analyse car ne peuvent pas être exécutées par SAP2000. Cette troncature « physique »

est légitime et n'impactera pas de manière sensible la comparaison avec le cas tronquée puisque seulement 22 valeurs sont enlevées de l'échantillonnage.

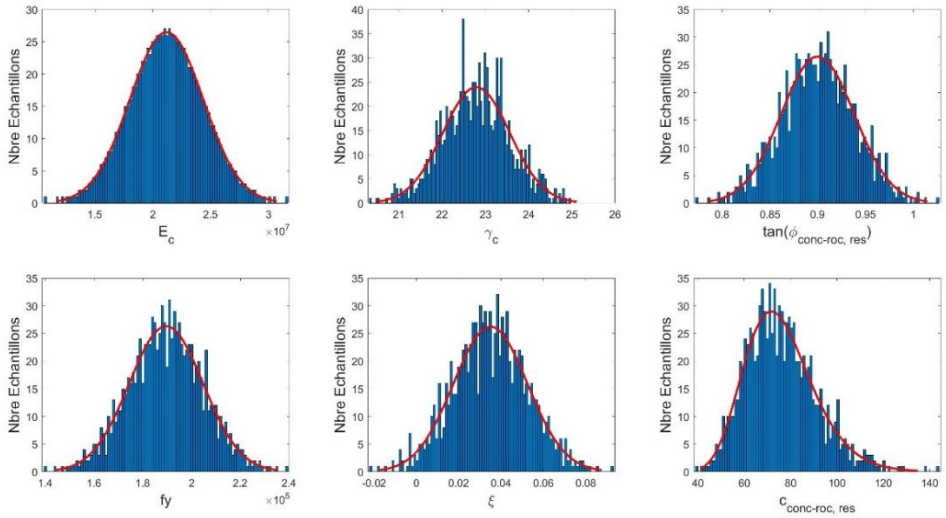


Figure 5.2 : Comparaison des histogrammes de l'échantillonnage LHS avec les lois de distributions théoriques dans le cas d'un échantillonnage sans troncature.

Les écarts entre les valeurs cibles et obtenues étant très faibles, l'échantillonnage est réalisé de manière satisfaisante, c'est-à-dire de manière homogène dans tout l'espace et respectant les corrélations. Par soucis de concision, l'échantillonnage dont les distributions sont tronquées est présentée en ANNEXE K.

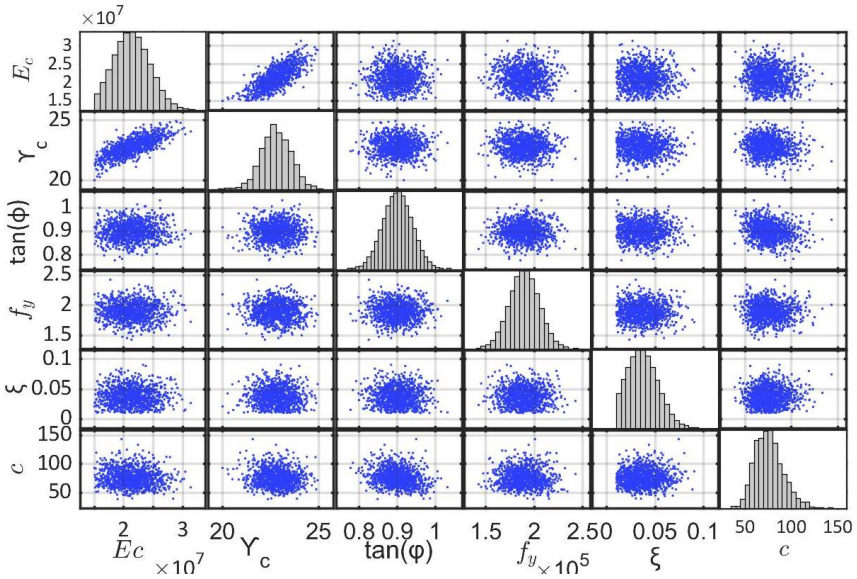


Figure 5.3 : Échantillons avec histogrammes et corrélation entre les VA.

5.3 Modèle Kriging via la boite à outils UQLab

La boite à outils développé par l'ETH Zurich dénommée UQLab (2015) est utilisée comme base algorithmique pour le développement du métamodèle. Dans le cadre de ce mémoire, les sorties sont supposées indépendantes entre elles, ce qui se traduit par la création d'un métamodèle par sortie. Il est certain que cette hypothèse est discutable car les sorties sont calculées selon le même modèle EF mais cette simplification est pour l'instant la norme dans la littérature.

Dans cette partie, le développement de la sortie de glissement sous le pilier central numéro 3 pour une distribution tronquée avec un séisme de 2500 est présentée. Cependant, la même démarche est appliquée pour les six périodes de retours ainsi que dans le cas d'une distribution non tronquée.

Le Kriging utilisé est de type ordinaire avec une fonction de corrélation Matérn 5/2 ou exponentielle carrée. La méthode de calcul des hyperparamètres suit la maximisation de la vraisemblance grâce à l'algorithme BFGS. La précision souhaitée pour l'optimisation est fixée à 10^{-4} et jusqu'à 1 000 itérations sont autorisées pour s'assurer d'une convergence du problème.

Sur les 500 échantillons du LHS générés, une validation croisée à 10 classeurs est conduite pour à la fois valider ou non le modèle et sélectionner le meilleur. Ces 500 valeurs sont divisées en deux jeux de données avec 80% des valeurs pour l'entrainement du modèle dont la validation croisée et 20% pour la phase de test. Le choix du pourcentage de division est largement discuté dans la littérature qui a été revue par Dobbin et Simon (2011). Les auteurs conseillent de prendre un pourcentage compris entre 40 et 80% qui offrent un bon équilibre entre les variances des paramètres sur le jeu d'entrainement et des performances sur le jeu de test.

Il est à noter que le choix d'un échantillon DOE d'uniquement 500 analyses, ce qui n'est pas un nombre important en apprentissage automatique, est notamment permis par la réduction préliminaire du nombre de VA grâce au diagramme Tornado. En effet, moins il y a de paramètres à estimer, plus l'optimisation est rapide et moins il faut de données.

5.3.1 Visualisation des données de sorties

Dans une démarche d'analyse de données en apprentissage automatique, la première étape est de comprendre le jeu de données : sa distribution, les éventuelles corrélations, les potentielles tendances cycliques, etc. Dans ce mémoire, cette étape est plus succincte car l'étude déterministe

a permis de fixer des ordres de grandeurs pour chacune des sorties. Dès lors, un seul exemple est présenté ici : le cas du glissement central pour un SMD (2500 ans) avec troncature des données.

L'utilisation de graphiques comme des histogrammes ou des fréquences cumulées est importante car la visualisation facilite l'interprétation. Un histogramme de la distribution couplée d'une boite à moustache est présenté à la figure 5.4.

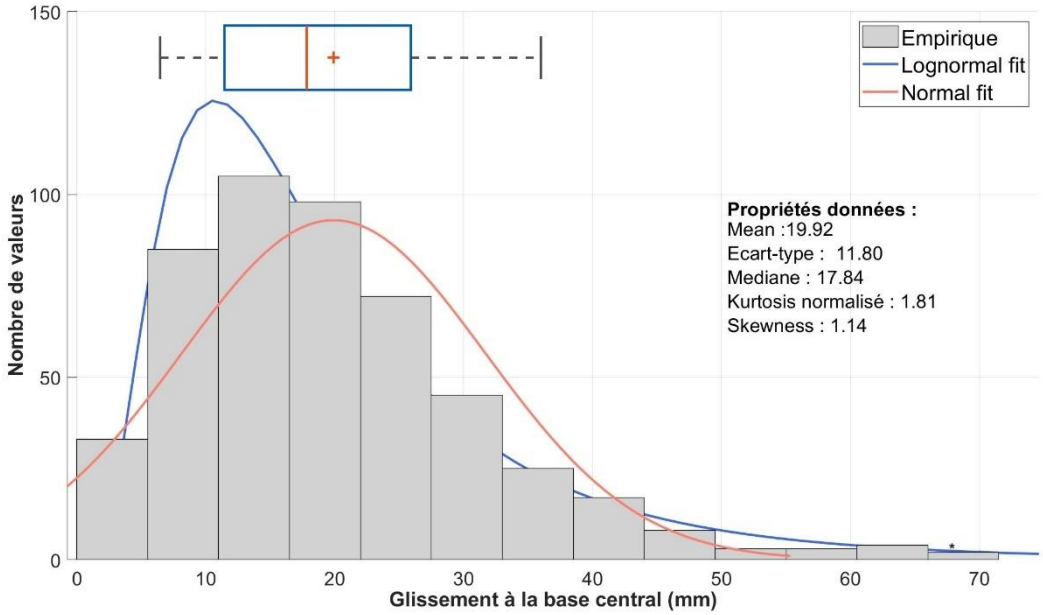


Figure 5.4 : Histogramme et quantiles du glissement à la base central pour le SMD (période de retour de 2500 ans) pour 1000 valeurs.

L'allure du glissement s'ajuste bien avec une distribution lognormale avec une concentration importante des valeurs autour de la médiane. On remarque que l'axisymétrie est assez faible (*Skewness* = 1.14) et que la distribution est également proche d'une allure gaussienne. Or, comme l'a montré Roy, P. (2009), bien que la technique de Kriging ne fasse pas l'hypothèse d'une distribution normale, les résultats sont de meilleure qualité dès lors que les données s'approchent du cas gaussien.

L'histogramme ne semble pas présenter de valeurs atypiques ou anormales. La boite à moustache[4] permet de fixer des ordres de grandeurs des futures prédictions. Dès lors, il faut s'attendre à une concentration de valeurs comprises entre 10 et 30 mm. Enfin, visuellement, la distribution ne présente pas de composante cyclique. Dès lors, les fonctions de corrélation présélectionnée doivent représenter ces caractéristiques. Le choix des fonctions exponentielles carrés et Matérn 5/2 est donc pertinent.

5.3.2 Sélection du modèle le plus adapté

Bien que le développement soit focalisé sur la méthode du Kriging, l'utilisateur a encore le choix sur le type de Kriging ainsi que les fonctions de covariance associées. La première phase du développement du modèle est une phase de sélection. Cette dernière s'effectue avec une validation croisée pour 500 valeurs d'entrées avec 20 plis. Pour cette sélection, seulement 80% des valeurs sont isolées. Le processus de partitionnement des données est résumé à la figure 5.5.

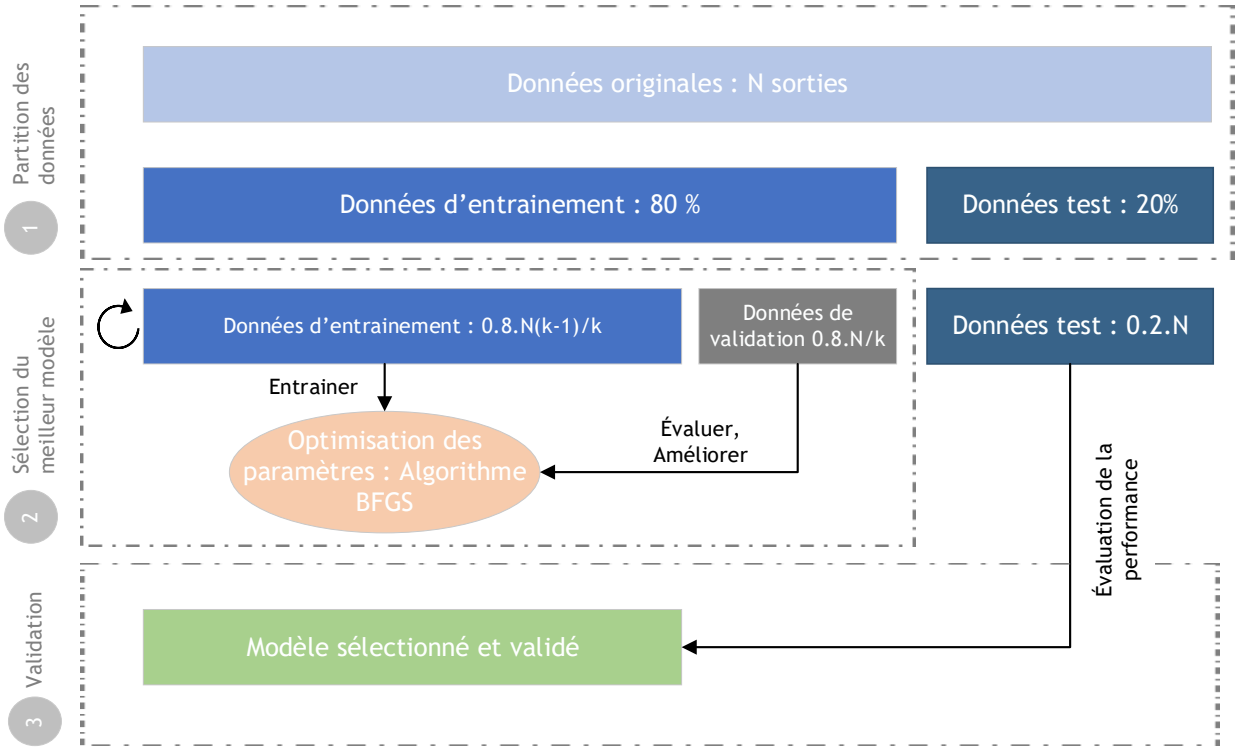


Figure 5.5 : Principe de validation et de sélection du modèle pour notre étude.

[4] Lecture d'une boite à moustache est expliquer en ANNEXE M.

Cette triple division du jeu de données est nécessaire pour une bonne sélection et validation. En effet, réutiliser le même jeu de données pour l'évaluation de la performance introduit un biais pour le modèle et les résultats seront meilleurs qu'ils ne le sont à cause du surapprentissage expliqué à la section 2.5.4.1. Les deux premières divisions permettent d'avoir un jeu d'entrainement-validation pour l'optimisation des hyperparamètres et la sélection du modèle pour conserver un jeu de test « indépendant » pour l'évaluation de la performance du modèle.

Avant d'appliquer la validation croisée, il n'est pas nécessaire d'avoir recours à un processus de stratification car les échantillons sont bien répartis dans l'espace des VA. En effet, grâce à l'utilisation d'un LHS avec une position uniforme dans chaque cas, il n'y a pas a priori de concentration de valeurs hautes ou basses successives.

5.3.2.1 Comparaison de quatre propositions de modèle de Kriging et d'un modèle PCE

Le choix du modèle n'est pas aisé et est spécifique à chaque jeu de données. En effet, deux principes sont à prendre en compte pour la sélection en apprentissage automatique : l'insolubilité (*intractibility* en anglais) et le *free lunch* (Raschka, 2018).

Le premier critère vise à éviter une trop grande complexité du modèle qui est à l'origine de mauvais modèle prédictifs. Le rasoir d'Ockham formalise ce principe selon la formule : « *les hypothèses suffisantes les plus simples doivent être préférées* » (Blumer, Ehrenfeucht, Haussler, & Warmuth, 1987).

Le second principe stipule qu'aucune méthode ou algorithme n'est universel et n'obtient des bonnes généralisations dans tous les cas de figures. Dès lors, même si des tendances générales peuvent exister, il est nécessaire de procéder par essais-erreurs. C'est ce que nous allons faire en considérant quatre modèles de Kriging ainsi qu'un modèle de Polynomial Chaos Expansion. Sachant que le Kriging est sensible aux informations à priori, différentes fonctions de corrélations et degrés de tendance sont analysés. Les tendances du modèle sont limitées aux cas ordinaires et linéaires pour avoir un degré faible et ne pas pénaliser la tractabilité du modèle. Il est aussi d'usage d'avoir recours à un second type de métamodèle pour comparaison à cause du principe de free lunch, le choix s'est porté sur le Polynomial Chaos Expansion qui est implémenté dans UQLab (2015). Les principales informations des modèles sont résumées au tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Caractéristiques générales des modèles pour apprentissage automatique.

Nom du modèle	**Type de modèle**	**Tendance (ou degré)**	**Fonction de covariance**
1. KSEL	Kriging	Linéaire : $\beta_0 + \sum_{i=1}^{M} \beta_i x_i$	Exponentiel Carré (Eq. 2.19)
2. KML	Kriging	Linéaire : $\beta_0 + \sum_{i=1}^{M} \beta_i x_i$	Matérn 5/2 (Eq. 2.20)
3. KSEO	Kriging	Ordinaire : β_0	Exponentiel Carré (Eq. 2.19)
4. KMO	Kriging	Ordinaire : β_0	Matérn 5/2 (Eq. 2.20)
5. PCE3	Polynomial Chaos Expansion	Degré maximal : 3	

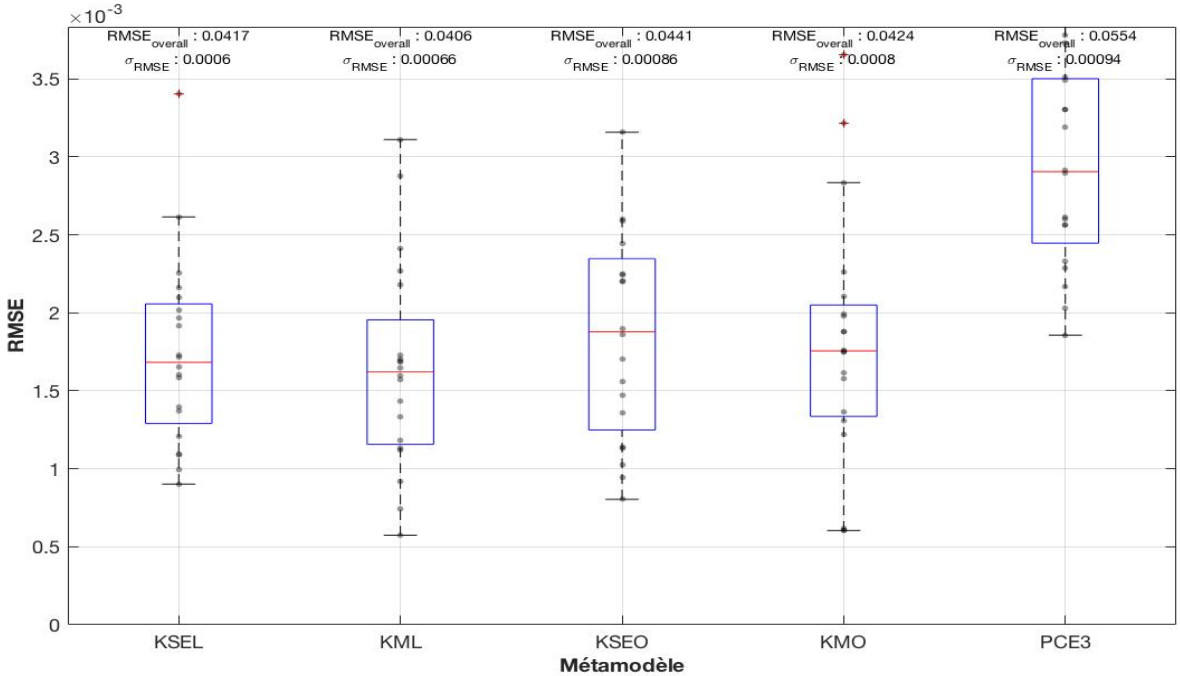
Une fois que les cinq modèles sont entrainés, la question à se poser est : quel modèle est le meilleur? Pour répondre, la procédure de validation croisée est très adaptée car elle permet de vérifier la capacité de généralisation du modèle. Deux critères dans la sélection sont suivis : le calcul du RMSE global de la validation croisée (CV) et distributions des RMSE de chaque pli ainsi que la comparaison des temps de calculs.

5.3.2.1.1 Calcul du RMSE pour les cinq modèles

La racine de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) caractérise la dispersion de la distribution de l'erreur. Cet indicateur est très utilisé en pratique car l'utilisation de la racine permet d'obtenir une valeur cohérente avec la variable étudiée. La RMSE intègre à la fois la moyenne (ou biais) et l'étalement de la distribution d'erreur tel que (Oz & Deutsch, 2000) :

$$RMSE = \sqrt{E[(z * -z)^2]} = \sqrt{erreurvariance + biais^2}$$

Les valeurs RMSE pour les données de validation pour chaque modèle sont illustrés à la figure 5.6. Le meilleur modèle présente la RMSE la plus petite possible pour une forme donnée du modèle de Kriging. En général, plus de paramètres sont utilisés pour définir le krigeage modèle, plus la RMSE global est réduite.



Légende : K pour Kriging, PCE pour Polynomial Chaos Expansion, SE pour la fonction de covariance exponentielle carrée, M pour Matérn 5/2, L pour une tendance linéaire et O pour un Kriging ordinaire.

Figure 5.6 : Sélection du métamodèle après une cross validation à 20 plis sur 500 échantillons.

L'objectif étant de minimiser l'erreur de prédiction, plus la valeur du RMSE est faible, meilleur en sera le modèle. Ainsi, le meilleur modèle, ce qui ne veut pas dire que le modèle soit pour autant optimal, est le Kriging avec une fonction Matérn 5/2 et une tendance linaire pour le cas du glissement résiduel à 2500 ans. Pour une CV de 20 classeurs et 500 échantillons, la RMSE associée est de 5.7mm, ce qui n'est pas négligeable devant la moyenne du glissement à 2500 ans qui est de 23mm. Ce modèle présente la plus faible RMSE moyenne ainsi que la plus faible variance associée. L'utilisation de la fonction de covariance Matérn 5/2 présente de meilleur résultat que la fonction exponentielle carrée (SE). Ceci s'explique par la forte non linéarités des données qui sont moins lissées avec la fonction Matérn 5/2 que la fonction SE.

Les résultats des modèles de Kriging sont dans le même ordre de grandeur. Ce qui vient confirmer la stabilité du modèle car peu de paramètres sont modifiés entre les quatre modèles. Pour comparaison, un métamodèle Polynomial Chaos Expansion de degré 3 est développé et une présentation succincte de la théorie est proposée en ANNEXE N. Le RMSE global obtenu présente à la fois une valeur 2.5 fois plus grande et une plus grande variabilité.

5.3.2.1.2 Comparaison des temps d'entrainement des modèles

Un autre facteur important qui peut potentiellement être pris en compte est le temps d'entrainement des modèles. Dans ce domaine, c'est le PCE qui surpasse tous les autres avec un temps d'entrainement de 4 secondes contre environ 3 minutes pour les Kriging avec une fonction de covariance de type Matérn.

Tableau 5.3 : Comparaison des temps d'entrainement des cinq métamodèles pour un jeu de 1000 données.

Métamodèle	**KSEL**	**KML**	**KSEO**	**KMO**	**PCE3**
Temps d'entrainement (s)	37	152	21	132	4

Avec K pour Kriging, PCE pour Polynomial Chaos Expansion, SE pour la fonction de covariance exponentielle carrée, M pour Matérn 5/2, L pour une tendance linéaire et O pour un Kriging ordinaire.

Pour des jeux de données de taille importante, le temps d'entrainement est un critère déterminant. En génie civil, ce n'est pas le cas car le temps d'entrainement du modèle est négligeable par rapport au temps d'acquisition du DOE. Il faut en effet près de 85 heures de calcul pour constitue les 1000 analyses du DOE.

L'utilisation de la validation croisée avec comme indicateur la racine de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) est courant dans la littérature car ce processus permet d'automatiser les calculs de sélection du meilleur des modèles. Ce processus est donc appliqué dans la suite de ce mémoire.

5.3.2.2 Étude de l'influence du nombre de classeurs K dans la CV

Le choix du nombre de classeurs K est un sujet encore en débat dans la littérature (Arlot & Celisse, 2010). Pour rappel, la CV de type K plis consiste à diviser les données en K classeurs disjoints et de tailles égales. L'entrainement est fait sur K-1 plis et la validation sur le dernier pli restant. Cette procédure nécessite des ressources informatiques plus importante car le modèle est entrainé K fois au lieu d'une.

Le facteur K a un rôle important dans la sélection du meilleur modèle car sa valeur impacte directement l'équilibre biais-variance. Trois valeurs classiques sont souvent discutées en pratique :

- K = 2 qui est souvent citée comme le processus *hold out* avec rotation. Pour cette valeur, Stone (1974) indique que le biais est important car l'entrainement est fait sur moins de données. De plus la variance estimée peut elle aussi augmenter à cause de la sensibilité des données au partitionnement. Dès lors, cette valeur fixée à 2 est réservée aux problèmes avec de très grands nombre de données.

- K = N représente le second cas critique : *leave-one-out cross-validation* (LOOCV). Cette méthode est pratiquement non biaisée car l'entrainement est presque réalisé sur tous le jeu de données (n – 1 valeurs). Mais, certains auteurs comme Kohavi (1995) et Tan, Steinbach et Kumar (2005) considèrent que cette méthode produit une variance surestimée parce que le jeu de données ne contient qu'un seul échantillon. Cette méthode est également fortement gourmande en temps de calcul, ce qui fait qu'en pratique son usage est réservé au petit jeu de données.
- Un compromis entre faible variance pour des valeurs de K petites et une erreur de prédiction non biaisée pour K proche de LOO a été proposé par Breiman et Spector (1992) et Kohavi (1995). L'auteur propose de prendre K appartenant à la plage [10-20] pour assurer le meilleur équilibre entre biais est variance dans la plupart des cas. Bengio et Grandvalet (2004) viennent nuancer ce choix en rappelant qu'il n'y a pas non plus de *free lunch* pour le choix de K.

C'est donc pourquoi une analyse comparative des RMSE en fonction de K est proposée. En effet, avec un jeu de 500 données, le DOE est à la frontière entre petit et moyen jeu de données. Cinq valeurs sont proposées caractérisant les valeurs classiques de la littérature [2, 10, 20, N/2, N].

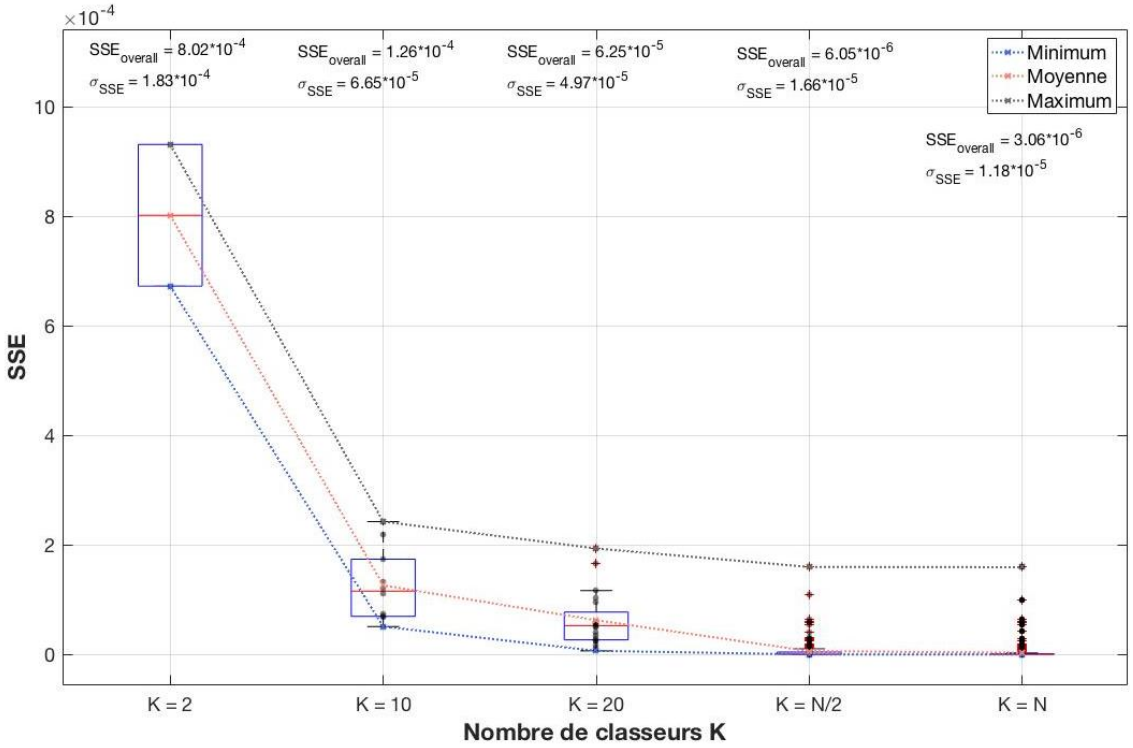


Figure 5.7 : Boites à moustache illustrant l'influence de K sur le SSE.

Pour notre exemple, plus le nombre de classeurs K augmente, plus la valeur moyenne diminue ainsi que l'écart-type. Ce dernier résultat va à l'encontre des propositions de Kohavi (1995) qui considère que la LOOCV génère une variance plus grande que pour des faibles K. Zhang et Yang (2015) ont plus récemment montré que la réalité est plus complexe et qu'il n'est pas possible de tirer de conclusions générales. Il est en effet possible, comme c'est le cas ici, que la LOOCV produise à la fois le plus petit biais et la plus faible variance.

Cependant, pour diminuer le temps de calcul, une valeur de K fixée à 20 est considérée car le biais et la variance sont peu différents du cas extrême où K = N avec N-20 moins de modèles à entrainer et évaluer.

5.3.2.3 Convergence en fonction de la taille du jeu de données

Pour vérifier si la convergence du modèle a été atteinte, il faut augmenter la taille de l'échantillon d'entrainement et quantifier la variation de l'estimateur RMSE entre N et N+1. Les neuf valeurs de N choisis pour l'analyse sont [50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500]. Le minimum est fixé à 50 car il s'agit d'une valeur minimale pour garantir une précision acceptable du modèle.

Pour représenter l'évolution du RMSE en fonction de N, des boites à moustaches sont construites selon les résultats de la CV. Le tracé des courbes minimum, moyenne et maximum est proposée pour voir la variabilité du RMSE dans la CV.

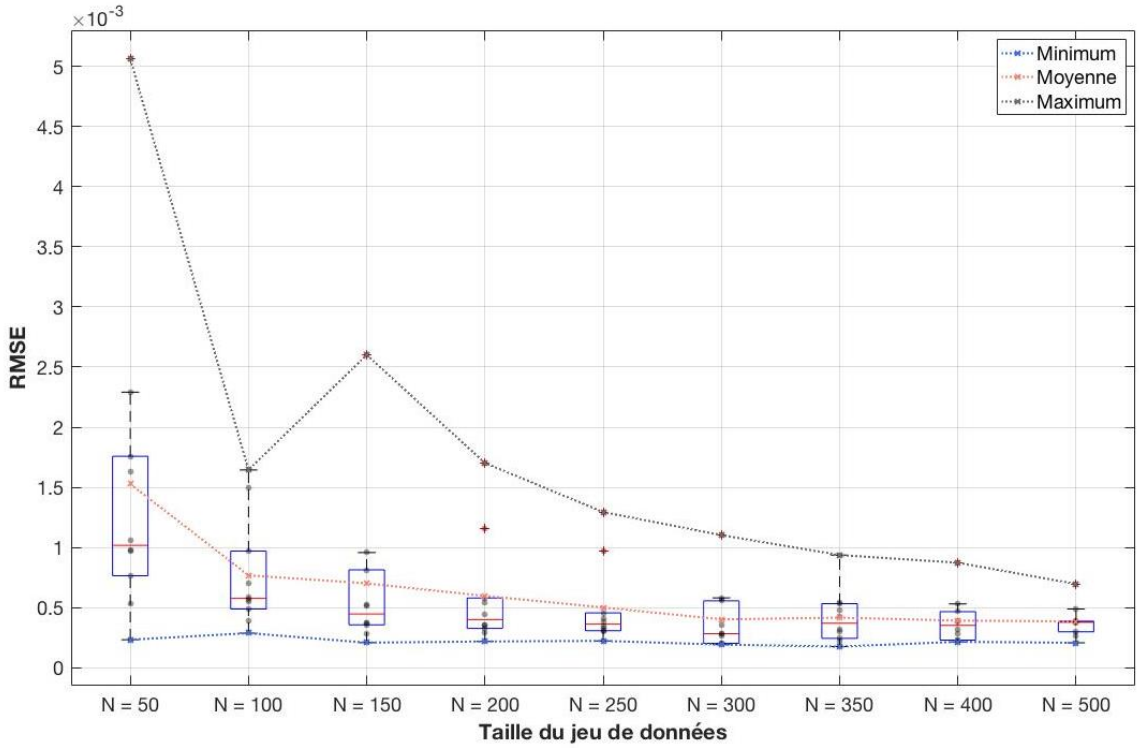


Figure 5.8 : RMSE en fonction de la taille de l'échantillon.

Les résultats montrent que la RMSE diminue à mesure que la taille du modèle augmente. Ce qui confirme ce qui était attendue : plus il y a de données, plus le modèle est précis. À partir d'un échantillon de 300 valeurs, le gain de précision sur le modèle est limité.

Pour mesurer l'importance de trouver la bonne taille d'échantillon, le temps d'entrainement a été mesuré pour chaque cas. La régression polynomiale indique que le temps d'entrainement est fonction à l'ordre 3 de la taille de l'échantillon (R_{temps}^2 = 0.99). Dès lors, si l'on s'arrête à 300 valeurs dans le jeu données, le temps d'entrainement est près de 4 fois moins important qu'avec 500 valeurs pour un gain faible de précision.

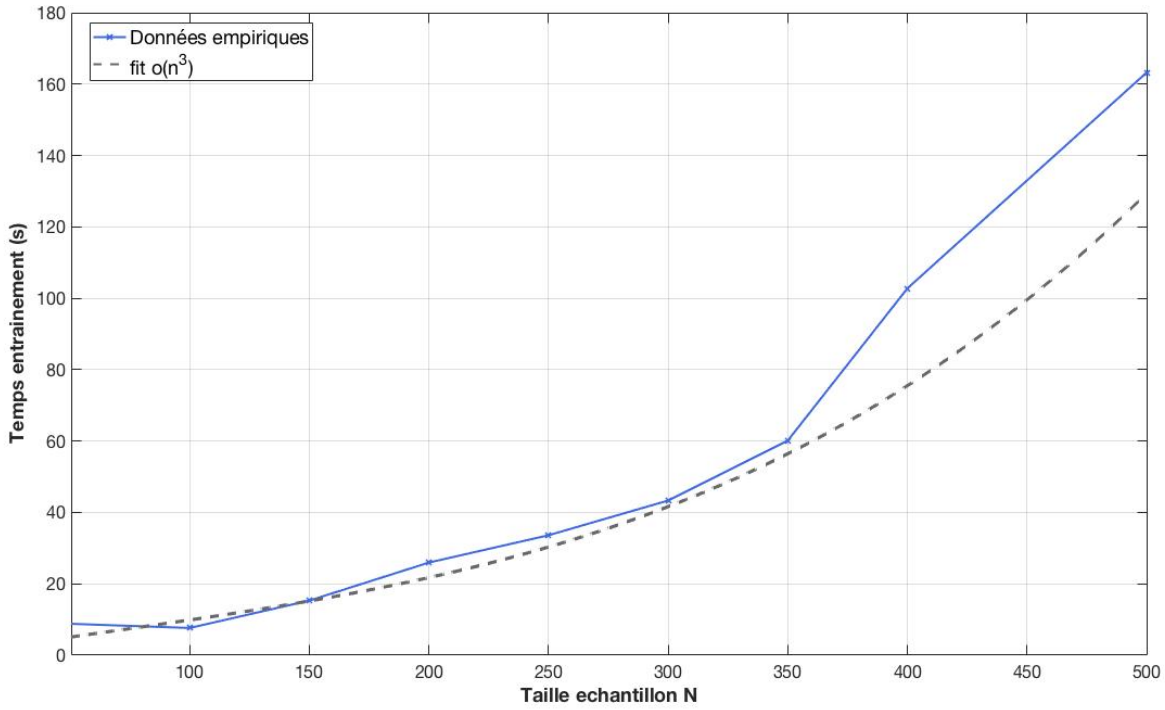


Figure 5.9 : Temps d'entrainement en fonction de la taille de l'échantillon entrainé.

Cependant, il faut être conscient que si le temps d'entrainement augmente à l'ordre 3, c'est surtout le temps de calcul du jeu de données par le modèle EF qui augmente de manière importante le temps de calcul (moins de 1% du temps total d'obtention du jeu de données). Ainsi, en réalité, si on considère à la fois l'entrainement et la création du jeu de données, il faut près de 40h pour obtenir le métamodèle avec 500 échantillons contre 24h pour 300 échantillons.

L'étude de la convergence du métamodèle est importante pour l'optimisation du temps de calcul. En effet, elle permet de savoir si un gain de prévision important est encore possible. Si le gradient devient proche de zéro, des ressources informatiques sont perdues. C'est ce constat qui sera à l'origine de la méthode adaptative développée à la section 5.4 car il n'est pas possible de connaitre a priori le bon nombre de données N à l'avance.

5.3.3 Validation du modèle de référence

La validation du métamodèle est une étape fondamentale pour la bonne conduite de la démarche. En effet, la qualité des résultats du problème de fiabilité est directement dépendante de la qualité de prédiction du métamodèle. Mais, qu'est-ce qu'un bon modèle pour notre étude ? Il s'agit tout simplement d'un modèle non biaisé qui généralise bien sur de nouvelles données. C'est donc

maintenant que les 20% des données non utilisées pour l'entrainement sont prises en compte pour test.

5.3.3.1 Vérification de la normalité des résidus

Un premier élément de validation pour un calcul maximisant la fonction de vraisemblance est de vérifier si les échantillons respectent un processus gaussien. Pour cela, plusieurs tests de normalité peuvent être utilisés dont le tracé d'un graphe Quantile-Quantile, le tracé de l'histogramme des résidus standardisés et des tests statistiques d'adéquations avec la normalité.

Dans la littérature, trois tests sont utilisés en pratique : le test de Shapiro-Wilk (SW), d'Anderson Darling (AD) et de Lilliefors (KS-L). Pour chacun des tests est associé un risque α quantifiant la probabilité de rejeter l'hypothèse de normalité alors qu'elle est vraie. Plus cette valeur est faible, plus la propension à accepter l'adéquation à une gaussienne est élevée. Pour ce mémoire, le risque est fixé à $\alpha = 1\%$ car une pleine compatibilité avec la loi normale n'est pas nécessaire mais seulement la tendance d'une loi normale suffit. Dans le tableau 5.4, si la p-value est supérieure au risque α sélectionné, l'hypothèse de comptabilité avec la loi normale n'est pas rejetée. Comme les plages de validité des tests statistiques sont adaptées à des échantillons de petites tailles, le nombre de données total maximal est fixé à 300.

Tableau 5.4 : Résultats des tests statistiques de normalités des résidus standardisés.

Nom du test	Paramètre statistique	p-value	Conclusion
Shapiro-Wilk (SW)	0.9593	0.0433	Normal*
Anderson Darling (AD)	0.9143	0.0179	Normal*
Lilliefors (KS-L)	0.1151	0.0466	Normal*

**Hypothèse de compatibilité à la loi normale non rejetée*

Pour les trois tests, l'hypothèse de normalité des résidus est acceptée. Il faut noter que le test de Lilliefors donne une probabilité de compatibilité plus grande que les autres car il donne plus d'importance à la zone centrale de la distribution. Dans le cas où les tests donnent des résultats différents, il est d'usage de se fier à la conclusion du test de Shapiro-Wilk qui est aujourd'hui la référence.

D'autres outils plus visuels et qualitatifs sont développés pour vérifier que les résidus suivent une distribution proche d'une loi normale. L'histogramme des résidus et la loi normale ajustée

correspondante ainsi que le diagramme Quantile-Quantile (*QQ-plot*) sont proposés respectivement à la figure 5.10.

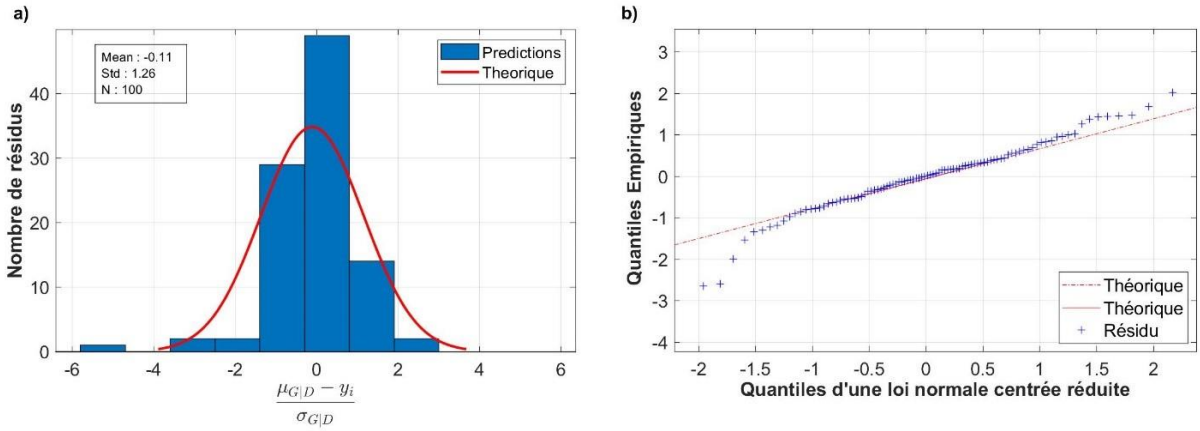


Figure 5.10 : a) Histogramme et b) QQ-plot des résidus standardisés.

Sur l'histogramme, les classes sont qualitativement ressemblante à la distribution d'une loi normale de moyenne $\mu = -0.11$ et d'écart type $\sigma = 1.26$. Il est à noter que l'écart type est supérieur à 1, ce qui caractérise une légère sous-estimation de la variabilité des prédictions. La symétrie autour de 0 est respectée avec peut-être une surreprésentation dans les queues de distribution.

Le diagramme QQ-plot confirme les interprétations données. Il montre les quantiles de la différence entre les valeurs prédites et mesurées et les quantiles correspondants à partir d'une distribution normale standard. Comme les points se situent approximativement le long de la ligne rouge en pointillée, les erreurs des prédictions à partir de leurs valeurs vraies sont normalement distribuées. Toutefois, cette affirmation est davantage vraie dans la partie centrale que dans les queues de probabilités et l'allure globale de la courbe est dite en S. Ce comportement est caractéristique d'une sureprésentation des prédictions dans les valeurs extrêmes comme l'histogramme l'anticipait. Pour notre problème de fiabilité, ce résultat est important car ce sont notamment les queues de distribution qui sont susceptibles de faillir.

5.3.3.2 Erreur de prédiction sur le jeu de données test

Après avoir vérifié la normalité des résidus, il faut voir si les résultats prédits sont proches de ceux observés en pratique. Cette affirmation est validée par le calcul du coefficient de détermination R^2. Pour un problème multivarié, Martin et Simpson (2005) recommandent d'ajuster la valeur du coefficient pour éviter le surapprentissage. En effet, plus le nombre de variables augmente et plus

R^2 augmente. Or, on sait qu'un excès de variables produit des modèles peu robustes. C'est pourquoi un ajustement est réalisé en prenant en compte le nombre de variables à estimer p avec p = 9 pour un Kriging universel et p =15 pour un Kriging avec tendance linéaire. Le R^2 ajusté est dès lors toujours inférieur au R^2.

Sur le jeu de données test (20% de N), les coefficients de R^2, $R^2_{ajusté}$ et RMSE sont calculés pour le meilleur modèle sélectionné. Une comparaison avec les prédictions d'un modèle purement aléatoire entre deux valeurs extrêmes de la sortie est proposée pour comparaison.

Tableau 5.5 : Indicateurs pour valider le métamodèle en comparaison avec un modèle aléatoire.

Type d'erreur	Formulation mathématique	Qualité	Valeur obtenue Kriging	Valeur modèle aléatoire
Racine de l'erreur quadratique moyenne	$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}\left[y_i - \mu_{\hat{Y}_i}\right]^2}{N}}$	Valeur la plus petite	$4.1*10^{-2}$	$1.1*10^{-2}$
Coefficient de détermination R^2	$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{N}\left[y_i - \mu_{\hat{Y}_i}\right]^2}{\sum_{i=1}^{N}\left[y_i - \overline{\mu_{\hat{Y}_i}}\right]^2}$	Valeur la plus grande	0.976	$4.83*10^{-4}$
R^2 ajusté	$R^2_{adj} = R^2 - \frac{(1-R^2).p}{N-p-1}$	Valeur la plus grande	0.974	$-9.72*10^{-3}$

Avec p = dimension de β (tendance) + dimension de θ + 1 pour la variance du Kriging σ + 1 et N le nombre de prédiction

La valeur de coefficient calculé caractérise des prédictions très proches des simulations effectuées avec notamment $R^2_{ajusté}$ (0.974) très proche de 1. En effet, à partir d'une valeur de 0.67, Henseler et al. (2009) considèrent qu'il s'agit d'une précision prédictive élevée. De plus, le coefficient calculé est (heureusement) bien supérieur à celui obtenue par un modèle purement aléatoire. Pour un métamodèle intégré dans un problème de fiabilité, une borne inférieure de 0.8 est utilisée pour les autres sorties à valider.

Si le calcul du coefficient de détermination est un bon indicateur pour la validation d'un modèle, il n'est pas la panacée. En effet, il est relativement sensible aux valeurs aberrantes et peut conduire à de faibles R^2. Dans des comportements cycliques, le coefficient n'est pas non plus le meilleur indicateur car peut donner d'excellentes valeurs sans que le modèle prenne réellement en compte la périodicité (Nau, 2014).

Le tracé du graphe des prédictions y_{pred} en fonction des observations connues y_{obs} est un second outil permettant de valider des prédictions de qualité. Il s'agit de vérifier si les points s'alignent le long de la première bissectrice ou s'en approche.

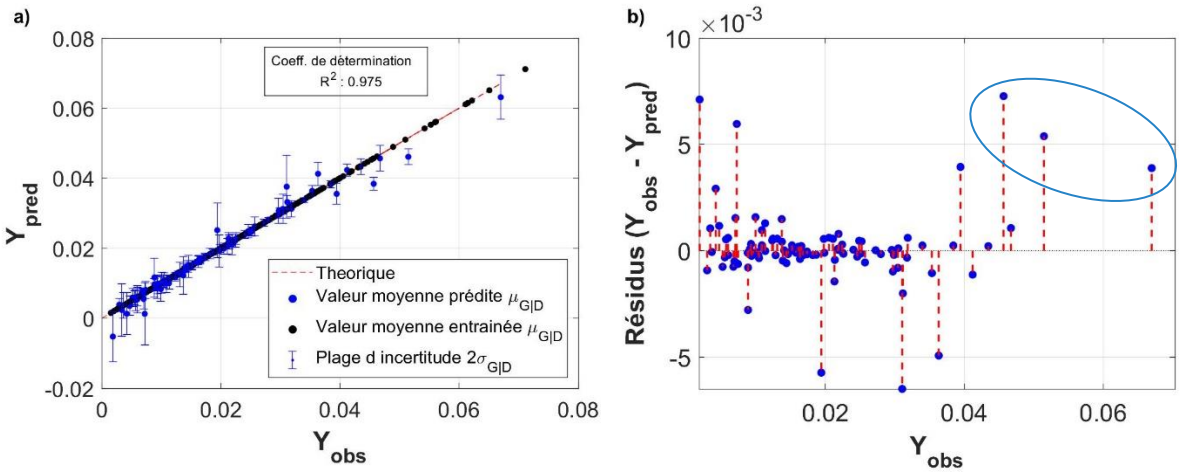


Figure 5.11 : a) Prédictions et b) résidus en fonction des observations simulées sur SAP2000.

L'alignement des points est très proche de la première bissectrice avec des faibles plages d'incertitudes associées. Remarquez comment les barres d'erreur s'agrandissent pour les valeurs en entrée éloignées des points d'apprentissage (en noir). Pour les valeurs les plus élevées de glissement, les points sont davantage éloignés de la droite de référence. Cette moins bonne précision dans les queues supérieures s'explique par un nombre limité de données dans le jeu d'entrainement. Or, le Kriging n'est pas recommandé pour sa capacité à extrapoler les données. Ce comportement potentiellement biaisé aux valeurs extrêmes est à noter dans le futur développement du problème de fiabilité où ce sont justement les valeurs importantes (de glissement par exemple) qui induisent la défaillance. Dans notre cas la différence entre la prédiction et la simulation est négative, ce qui implique une légère sous-estimation des valeurs de glissement pour les cas extrêmes.

5.3.3.3 Interprétation des valeurs des hyperparamètres θ

Un des avantages de la méthode du Kriging est l'interprétabilité des hyperparamètres θ des VA. En effet, selon Williams et Rasmussen (2006), pour les fonctions de covariance exponentielle carrée et Matérn, les hyperparamètres θ_i jouent le rôle de longueur caractéristique de la VA associée X_i. Ainsi, l'inverse de θ_i détermine l'importance de la VA sur la sortie. Si la valeur de l'hyperparamètre est petite, la covariance devient presque indépendante. L'effet contraire est noté pour des faibles valeurs de θ_i.

Pour notre exemple de référence (le glissement central à 2500 ans), les valeurs obtenues après la sélection du meilleur modèle et une optimisation par la méthode MLE sont présentées au tableau 5.6.

Tableau 5.6 : Hyperparamètres θ_i associés aux VA pour le cas de référence.

VA	E_c	Υ_c	tan(φ)	f_y	ξ	c
Hyperparamètre θ_i	0.533	2.337	5.178	10.00	1.013	10.00

Les résultats obtenus sont représentatifs des interprétations projetées par les diagrammes Tornado au Chapitre 4. Pour cet exemple, les données étant normalisées, la comparaison est directe entre les variables. Si ce n'est pas le cas, il faut faire une comparaison devant l'écart-type de la VA pour tenir compte des effets d'échelles. Les valeurs des longueurs caractéristiques d'amortissement (1.013) et de module d'Young (0.533) sont très faibles traduisant donc une grande importance sur la corrélation. À l'inverse, l'influence des VA de résistance en traction de l'acier (10.0) ou de de la cohésion (10.0) est négligeable avec des grands hyperparamètres θ_i. L'influence des autres paramètres de poids volumique du béton (2.337) et de coefficient de friction (5.178) est plus nuancée et est discutée plus en détail à la section 5.4.

5.4 Étude de sensibilité des entrées pour les séismes OBE et SMD

Une étude de sensibilité globale permet d'analyser un modèle mathématique en étudiant l'impact de la variabilité des facteurs d'entrée du modèle sur la variable de sortie. L'analyse de sensibilité globale étudie comment la variabilité des entrées se répercute sur celle de la sortie, en déterminant quelle part de variance de la sortie est due à telle entrée ou tel ensemble d'entrées.

Plusieurs enjeux sont à considérer pour cette étude de sensibilité : validation de la sélection du Chapitre 4, compréhension des VA nécessitant davantage d'essais et/ou de recherches pour en diminuer l'incertitude épistémique, identification des paramètres les plus importants sur chacune des sorties.

Parmi les méthodes d'analyse de sensibilité globale, la plus connue pour une analyse non linéaire est le calcul des indices de Sobol du premier ordre (Sobol, 1993). Cette méthode est basée sur la décomposition de la variance de la sortie Y dont le calcul est limité à l'ordre 1 mais aussi sur une hypothèse d'indépendance des VA

$$Var(Y) = Var\big(\mathbb{E}(Y|X_i)\big) + \mathbb{E}\big(Var(Y|X_i)\big)$$

Le premier terme de l'équation caractérise l'influence de la i^{ème} VA sur la sortie Y lorsque les autres VA sont fixées. Dès lors, par définition, l'indice de Sobol associé à la i^{ème} VA est :

$$0 \leq S_i = \frac{Var\big(\mathbb{E}(Y|X_i)\big)}{Var(Y)} \leq 1$$

Pour le séisme SMD et le séisme OBE, les indices de Sobol pour chaque VA sont présentés pour plusieurs sorties : le FSG à la base, le glissement à la base, les contraintes maximales à la base, l'accélération d'un équipement et un ratio de plastification. Les résultats sont proposés à la figure 5.12.

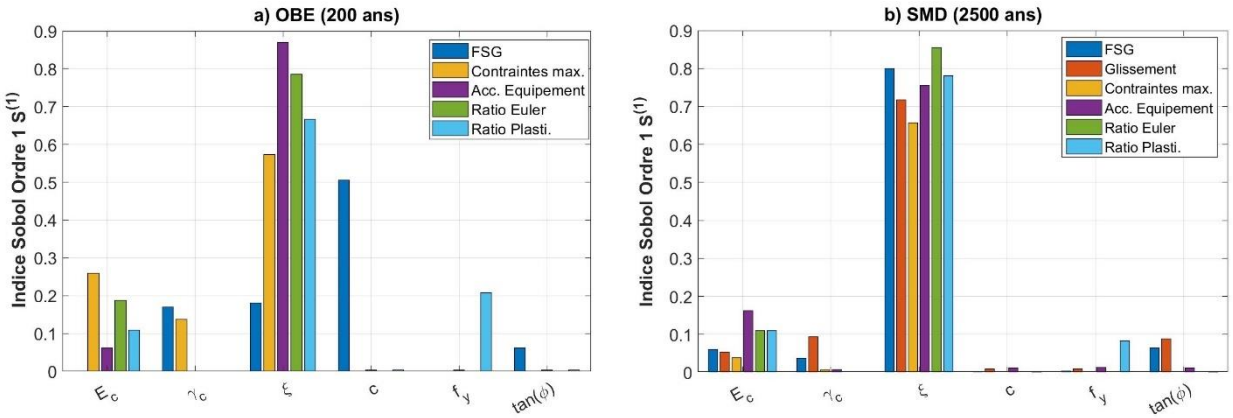


Figure 5.12 : Analyse de sensibilité des sorties pour a) un séisme OBE et b) un séisme SMD par indices de Sobol du premier ordre.

Pour les deux analyses, les influences préliminaires du Chapitre 4 sont confirmées et précisées. En effet, comme pour les diagrammes Tornado, l'amortissement sismique est la VA qui domine la contribution à la réponse sismique de la structure avec des indices de Sobol importants ($S_{\xi}^{(1)}$ = 0.76 à 2500 ans). La seconde VA d'intérêt est le module de déformation du béton avec un indice de Sobol moyen de 0.09 pour le séisme SMD. Le poids volumique du béton Υ_c est moins influent que ce que montre les résultats de l'analyse Tornado ($S_{\Upsilon c}^{(1)}$ = 0.02 à 2500 ans) et apporte une contribution moins importante que le coefficient de friction qui est la troisième VA la plus importante ($S_{\tan(\phi)}^{(1)}$ = 0.03 à 2500 ans).

La cohésion a une influence corrélée avec la période de retour sismique puisqu'elle a un rôle quasi-négligeable à 2500 ans à cause de la fissuration à la base mais contribue de manière beaucoup plus importante à 200 ans pour le critère de glissement à la base ($S_c^{(1)}$ = 0.51 à 200 ans pour le FSG).

Il faut noter que dans le cas du séisme OBE, les VA ont une influence plus équilibrée que le cas du séisme SMD où la réponse est dominée par l'amortissement sismique. Ainsi, plus la période sismique augmente, plus l'amortissement a une importance notable sur le problème. Cette affirmation s'explique par le comportement hétéroscédastique relevé à la section 4.1.2.1.2.

5.5 Méthode adaptative pour optimiser le temps de construction du métamodèle

Jusqu'alors, le nombre d'itérations N est fixé à l'avance par l'utilisateur qui doit supposer une valeur garantissant la convergence et la vérifier. Or, cette démarche n'est pas optimale. En effet, pour se sécuriser, le choix du nombre d'itérations N à réaliser est généralement grand, ce qui implique une durée d'analyse du modèle EF conséquente. Par exemple, pour le cas de référence discuté à la section 5.3, un jeu de données de 500 analyses est construit, soit plus de 4 jours de calcul sur SAP2000.

L'idée est alors de proposer une méthode adaptative pour coupler la réalisation d'analyse du modèle EF avec la génération du métamodèle. Dans la littérature, d'autres solutions ont été proposées et le couplage est généralement fait au niveau du problème de fiabilité et non après le métamodèle. Une référence pertinente est la thèse de Dubourg (2011) qui propose une démarche de résolution de problème d'optimisation sous contrainte de fiabilité par un métamodèle adaptatif selon un critère sur les probabilités de défaillance et qui a été appliqué au dimensionnement des coques imparfaites vis-à-vis du flambement.

La première étape de la méthode est de réaliser un jeu de données initiales, fixé à 50 pour ce problème. Ensuite, tant que les critères d'arrêt ne sont pas satisfaits, de nouveaux jeux de données sont générés par lot de 20 analyses SAP2000. Pour satisfaire le modèle, deux conditions d'arrêt doivent être remplies :

- Un coefficient de détermination R^2_{ajust} ajusté supérieur à 0.7 garantissant un modèle prédictif de qualité.
- Un critère de convergence du modèle formulé sur le RMSE tel que $\frac{|RMSE_i - RMSE_{i-1}|}{RMSE_i} < 10\%$

La démarche complète du modèle adaptatif proposé est présentée à l'algorithme 2.

Algorithme 2 : Couplage de SAP2000 avec la génération de métamodèle par UQLab

```
Générer un échantillonnage LHS sur X_i
Réalisation de 50 analyses initiales sur SAP2000 (jeu de données minimal)
Tant que R²_ajust > 0.7 ET |RMSE (iter) - RMSE (iter - 1)| / RMSE (iter) < 10%
    Relancer 20 analyses supplémentaires sur SAP2000
    Pour chaque sortie
        Kriging sur le jeu de données via UQLab
    Fin
    iter = iter + 1
Fin
```

Algorithme 2 : Pseudo-code de l'algorithme adaptatif couplant le métamodèle et le modèle EF.

Cette démarche dont les principes et notamment les critères d'arrêt ont été construits à partir de l'exemple de référence à 2500 ans est appliqué pour l'ensemble des sorties utilisées pour la formulation du modèle EF.

Tableau 5.7 : Résultats de la méthode adaptative et gain de temps associé

	RMSE	R^2_{ajust}	Taille échantillon final N	Gain de temps estimé (min)
FSG	1.3E-02	0.978	250	1250
Glissement	1.5E-03	0.971	250	1250
Contraintes	7.2E+02	0.720	250	1250
Acc. Équipement	2.0E+00	0.963	250	1250
Euler	7.2E-03	0.975	250	1250
Plastification en traction	1.1E-02	0.970	250	1250

Sur le cas de référence présenté, le gain de temps pour une précision proche est intéressant et représente 250 analyses EF en moins à réaliser, soit 1250 minutes (21h) pour le séisme SMD. Ce gain est non négligeable car étant similaire pour les six autres périodes de retour, il représente in fine environ une semaine d'analyse sur SAP2000.

5.6 Généralisation aux autres sorties et résumé du chapitre 5

Par soucis de concision, l'ensemble des résultats et étude d'influence proposée pour le glissement à la base du pilier central ne peut être présenté pour les 174 métamodèles. Cependant, la même démarche est appliquée avec un nombre de plis fixé à 20 et un nombre de jeu d'entrée N adaptatif.

Seuls les jeux de données dominants avec la RMSE et le coefficient de détermination R^2 sont présentés au tableau 5.8 pour les six périodes de retour avec un métamodèle représentatif par type de sortie.

Tableau 5.8 : Principaux résultats des métamodèles à différentes périodes de retour sismique avec le type de métamodèle sélectionné, la RMSE et le R^2.

Période sismique	200	500	1000	2500	5000	10000
FSG	(KML, 1.5E-02, 0.985)	(KML, 1.7E-02, 0.982)	(KSEL, 4.1E-02, 0.929)	(KML, 1.5E-02, 0.979)	(KML, 1.4E-02, 0.926)	(KML, 1.2E-02, 0.963)
Glissement	-	-	(KSEO, 1.5E-03, 0.946)	(KML, 1.9E-02, 0.974)	(KML, 9.5E-04, 0.992)	(KML, 1.2E-03, 0.986)
Contraintes	(KSEL, 2.7E01, 0.936)	(KML, 2.5E01, 0.961)	(KML, 7.5E01, 0.940)	(KML, 1.1E03, 0.770)	(KML, 8.4E02, 0.836)	(KSEL, 1.4E03, 0.803)
Acc. Équipement	(KML, 1.2E0, 0.958)	(KML, 2.0E0, 0.957)	(KMO, 2.3E0, 0.955)	(KMO, 2.32E0, 0.987)	-	-
Euler	(KML, 2.7E-03, 0.936)	(KML, 3.3E-03, 0.988)	(KML, 6.4E-03, 0.984)	(KML, 1.1E-02, 0.988)	(KML, 5.9E-02, 0.995)	(KML, 3.9E-03, 0.997)
Plastification en traction	(KML, 3.9E-03, 0.930)	(KML, 4.5E-03, 0.987)	(KML, 8.4E-03, 0.985)	(KML, 1.4E-02, 0.988)	(KML, 7.9E-02, 0.994)	(KML, 4.0E-03, 0.994)
Commentaires	Sous-estimation dans les grandes valeurs (GV) sauf pour le FSG	Sous-estimation dans les GV sauf pour le FSG ; moins bonne précision dans les GV	Surestimation pour le glissement dans les GV. Sauf pour le FSG et l'acc., sous-estimation dans les GV	Surestimation pour le glissement dans les GV.	Moins bonne précision dans les GV.	Moins bonne précision dans les GV, notamment pour les contraintes.

Légende : Le triplet proposé est (type de métamodèle sélectionné, RMSE, R^2_{ajust}) ; K pour Kriging, SE pour la fonction de covariance exponentielle carrée, M pour Matérn 5/2, L pour une tendance linéaire et O pour un Kriging ordinaire.

Comme cela a été souligné au cours de ce chapitre, il est fondamental comme préambule à toute tentative de métamodélisation de visualiser les données. L'objectif de cette visualisation est double : déceler d'éventuelles anomalies et fixer des ordres de grandeur. Cette visualisation a été réalisée de manière systématique pour chaque métamodèle mais n'est pas présentée ici par soucis de concision.

Le choix du nombre de plis K intervenant dans la validation croisée pour la sélection du meilleur des modèles proposées a été débattu à la section 5.3.2.2. Pour notre développement et considérant

le nombre de données et la puissance de calcul à notre disposition, il a été choisi de prendre K = 20 même si une LOOCV (K = N) aurait été préférable car minimisant le biais et la variance.

Une étude sur la convergence de la précision des prédictions en fonction de la taille du jeu de données est proposée et indique, pour le cas de référence de la section 5.3, qu'à partir de 300 données d'entrées, la précision est déjà de très bonne qualité et évolue peu. Ce constat est la principale motivation d'un algorithme adaptatif qui a été utilisé pour le développement des métamodèles d'autres sorties. Remarquons que le comportement hétéroscédastique selon l'augmentation de l'intensité sismique se traduit sur la construction du métamodèle lui-même qui présente des coefficients de détermination ajustés R^2_{ajust} plus éloignés de 1.

Pour la majorité des sorties considérées, le type de métamodèle le plus représenté fait intervenir une fonction de covariance de type Matérn 5/2 avec une tendance linéaire (KML).

Les 174 métamodèles développés sont des fonctions mathématiques remplaçant le modèle EF. Ils permettent dans le Chapitre 5 de générer des simulations et construire la fiabilité du système.

CHAPITRE 6 EVALUATION DE LA PERFORMANCE STRUCTURALE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

6.1 Introduction

Après avoir réduit le nombre de VA de l'étude selon l'analyse de sensibilité au Chapitre 4 puis développé un modèle mathématique remplaçant le modèle EF au Chapitre 5, il s'agit maintenant d'évaluer la performance de l'évacuateur de crue sous charge sismique. Pour cela, (1) des simulations de Monte-Carlo sont d'abord générées pour (2) calculer les probabilités de défaillance des composantes et du système (3) selon un état limite de service ou ultime. (4) Cette démarche est appliquée pour les six périodes de retour sismique de sorte à produire une courbe de fragilité de l'ouvrage.

6.2 Simulation de Monte-Carlo appliquée au métamodèle

Sur les 174 métamodèles construits, les simulations de Monte-Carlo permettent un calcul direct d'une probabilité de défaillance à partir de la distribution conjointe. La performance de cette méthode est basée sur la théorie des grands nombres et il faut donc générer un nombre suffisant de simulation pour garantir un estimateur non biaisé de p_f.

Pour cette analyse, un maximum de 10^6 échantillons sont générés. Sur la boite à outils UQLab (2017), il est possible de spécifier les paramètres dictant le critère de convergence de la méthode de Monte-Carlo. Ainsi, le jeu de données pour une itération (*batch size* en anglais) est pris égal à 10^4 avec un coefficient de variation de 10%. Cette valeur est égale à celle recommandée par Pereira, Batista et Neves (2016) pour des travaux sur des barrages poids (10%). Pour le calcul de l'intervalle de confiance, le niveau de confiance 1 - α est pris égal à 95%

6.3 Calcul de la probabilité de défaillance des composants

Dans cette section et sur le même principe que les chapitres précédents, les probabilités de défaillance de chaque type de composante sont présentées pour deux cas de référence : (1) l'état limite de service avec le séisme OBE et (2) l'état limite ultime avec le séisme SMD.

Pour chaque composante, la courbe de fragilité représente des probabilités conditionnelles caractérisant la défaillance en fonction de la période de retour. Pour notre étude, cette courbe est obtenue selon l'approche empirique, c'est-à-dire en considérant le jeu de données obtenu de 6 données à l'ELU et de 4 données à l'ELS.

Pour cela, l'hypothèse d'une fragilité, communément admise, d'un CDF lognormal est considérée (Dang, 2014). Il s'agit alors pour chaque courbe d'estimer les deux paramètres associés à la distribution A_m, la médian et β, l'écart-type du logarithme naturel de la période de retour sismique.

$$p_{\{f\,|\,T\}}(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/A_m)}{\beta}\right) \text{où } \Phi \; est \; le \; CDF \; de \; \mathcal{N}(0,1) \qquad (6.1)$$

Une régression par la méthode des moindres carrés est appliquée à partir des N_p points discrets où la probabilité conditionnelle p_f est connue (Baker, 2015) et le problème d'optimisation est explicité tel que :

$$(\hat{A}_m, \hat{\beta}) = \arg\min_{A_m,\beta} \sum_{j}^{N_p} [\; p_{\{f\,|\,T\}}(T_j; A_m, \beta) - \widehat{p_f}(T_j) \;]^2 \qquad (6.2)$$

En pratique, cette méthode ne peut être appliquée à toutes les composantes. En effet, pour certains états limites, les probabilités de défaillance conditionnelles sont trop faibles pour que l'optimisation soit praticable. Pour ces composantes, une présentation sous forme d'un graphe simple est proposée.

6.3.1 État limite de service

Pour les méthodes de simulations, il est nécessaire de suivre la probabilité de défaillance en fonction de la taille de l'échantillon. Pour le séisme OBE, cette condition est vérifiée et présentée ici pour deux sorties à la figure 6.1.

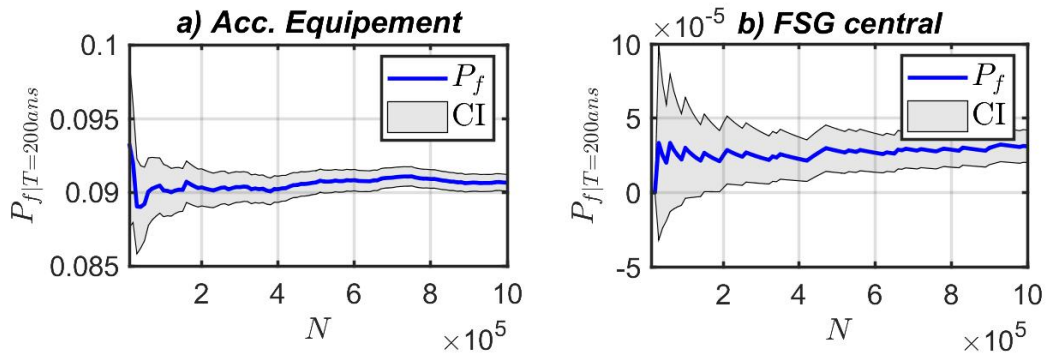


Figure 6.1 : Convergences de la probabilité de défaillance conditionnelle pour les composantes a) d'accélérations des équipements et b) de FSG central pour le séisme OBE à l'ELS.

Pour les probabilités de défaillance de l'état limite de service, la convergence est assurée dès $4*10^5$ échantillons pour une confiance de 95%. Dans la suite de cette partie, les courbes de fragilité de chaque composante sont proposées en intégrant les résultats aux six périodes de retour sismiques.

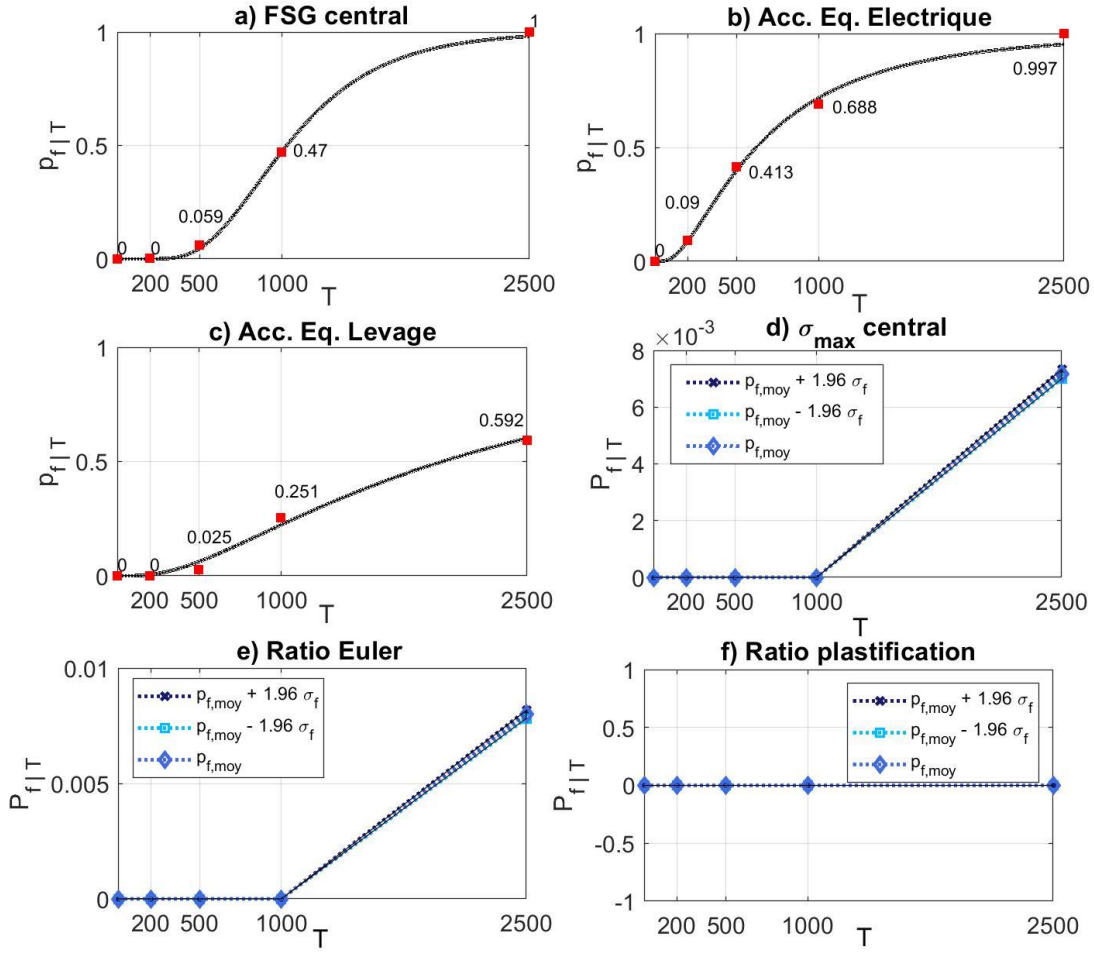


Figure 6.2 : Courbes de fragilités obtenues pour les états limites de services.

L'ensemble des résultats des 18 sorties n'est pas présenté ici mais seulement un élément pour chaque état limite. Sur l'ensemble des graphes sont intégrés les incertitudes sur les probabilités fournis pour un intervalle de confiance à 95%. Les bornes sont proches et à cause de l'échelle du graphe, ce phénomène est amplifié en les écrasant davantage.

Le premier constat est que l'ordre de grandeur des probabilités des composantes est très variable selon la sortie considérée. En effet, les équipements électromécaniques sont des éléments fragiles avec une probabilité de défaillance conditionnelle supérieure à 0.5 à 1000 ans. Ces équipements sont à davantage documenter pour assurer un meilleur calcul de fiabilité et d'évaluer ainsi de manière plus précise s'ils sont fonctionnels pour ouvrir les vannes en condition post-sismique.

La sécurité vis-à-vis du glissement qui est modélisé par le FSG est satisfaisant pour les séismes de faible intensité avec une probabilité de défaillance conditionnelle nulle à 200 ans et de l'ordre de 10^{-2} à 500 ans. En revanche, l'évolution du glissement est plus rapide à mesure que T augmente qu'elle ne l'est pour les équipements et il y a glissement à partir de 2500 ans.

Ce n'est pas le cas des vérifications des éléments métalliques (Euler et plastification) ou des contraintes maximales à la base qui présentent des probabilités conditionnelles nulles jusqu'à 1 000 ans. Il n'y a donc pas de risque de flambement ou de plastification en traction avant 1 000 ans pour les éléments sélectionnés qui sont a priori les plus critiques.

6.3.2 État limite ultime

La vérification aux états limites ultimes suit le même modèle. La vérification de la convergence est une nouvelle fois présentée à la figure 6.3 pour le cas du séisme SMD. Le résultat intègre également deux exemples d'indices de fiabilité β pour le FSG et le glissement. Il faut remarquer que les ordres de grandeur concernent des probabilités conditionnelles et sont nécessairement assez grand car le séisme SMD est un événement rare.

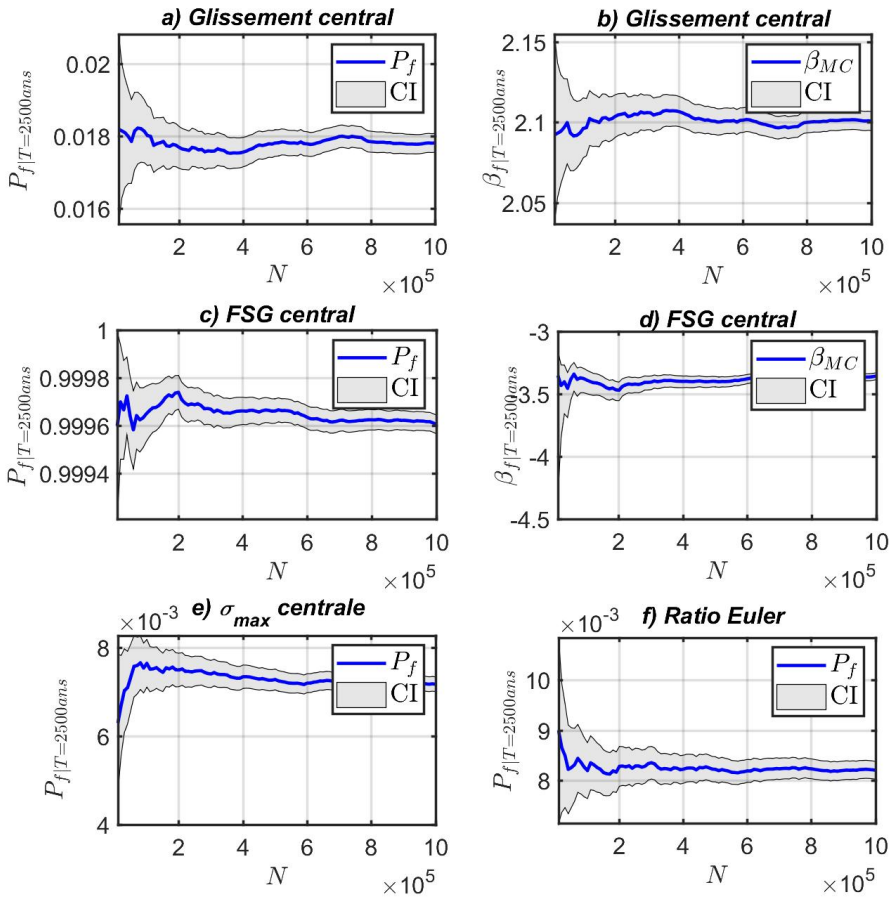


Figure 6.3 : Convergences de la probabilité de défaillance conditionnelle et de l'indice de fiabilité pour les composantes a) de glissement, b) de FSG, c) de contraintes maximum et d) de ratio d'Euler pour le séisme SMD à l'ELU.

Les résultats des 20 états limites considérés sur les six périodes de retour avec les courbes de fragilités associées sont présentées à la figure 6.4.

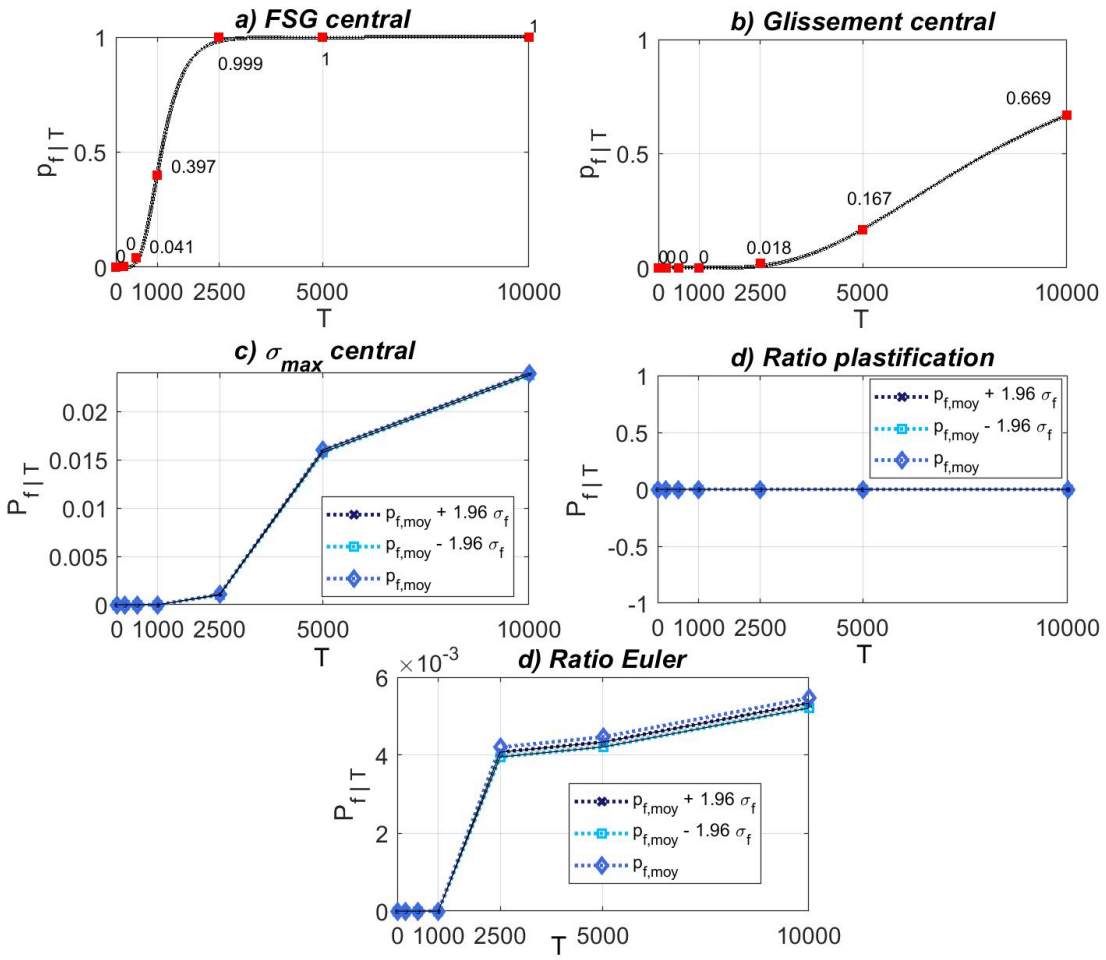


Figure 6.4 : Courbes de fragilités obtenues pour les états limites ultimes.

Les états limites associés à une condition ultime ne sont pas sensibles aux mêmes niveaux et leur contribution à la défaillance du système est inégale. Les conditions du glissement à la base (FSG et glissement) sont les plus sensibles pour cet évacuateur. Le FSG est inférieur à 1 dans l'ensemble des analyses à partir d'une période de retour sismique d'environ 2500 ans : il y a donc un glissement à la base pour des périodes de retour supérieures à 2500 ans. Pour le séisme SMD, il y a donc un glissement à la base qui se produit mais dont le déplacement est suffisamment faible pour ne pas endommager de manière importante la structure car la probabilité d'un glissement supérieur à 50mm est faible (0.018). Ce n'est plus le cas dès 5000 ans avec une défaillance dans environ une simulation sur 8.

Pour les éléments métalliques, il n'y a aucun cas de plastification en traction constaté et une faible probabilité de flambement qui n'est activé que pour des périodes supérieures à 1000 ans.

L'endommagement par dépassement des contraintes maximales de compression à la base a une position intermédiaire et ne commence qu'à être activée pour un séisme de 1000 ans.

6.4 Estimation de la probabilité de défaillance du système

6.4.1 Courbes de fragilité à l'ELU et l'ELS

À partir des probabilités de défaillance et des intervalles de confiance à 95% associés, l'objectif est d'estimer la probabilité de défaillance du système.

La première étape est de calculer la probabilité de défaillance moyenne. Pour cela, il faut combiner les défaillances suivant les équations décrites à la section 3.4 qui ont été développé en supposant l'indépendance des composantes (ce qui est une hypothèse forte). Deux équations différentes sont présentées : l'une pour vérifier l'état limite en service Eq. 3.23 et la seconde pour l'état limite ultime Eq. 3.24.

Cependant, ce résultat ne fournit qu'une valeur unique et n'intègre dès lors plus d'incertitudes. Pour fournir un intervalle de confiance à cette valeur finale, les probabilités de défaillance de chaque composante sont supposées suivre une loi normale de paramètres $\mathcal{N}(p_{f,i}\,,\sigma_{f,i}^2)$. Cette hypothèse a déjà été implicitement formulée dans le calcul des intervalles de confiance des composantes et se justifient si un grand nombre d'échantillons sont générés (théorème central limite). Dès lors, en simulant un grand nombre de probabilité sur les composantes, la même hypothèse est appliquée sur la probabilité de défaillance du système. Il est alors possible d'estimer un écart-type des simulations ainsi que l'intervalle de confiance à 95%, en gris sur la figure 6.5.

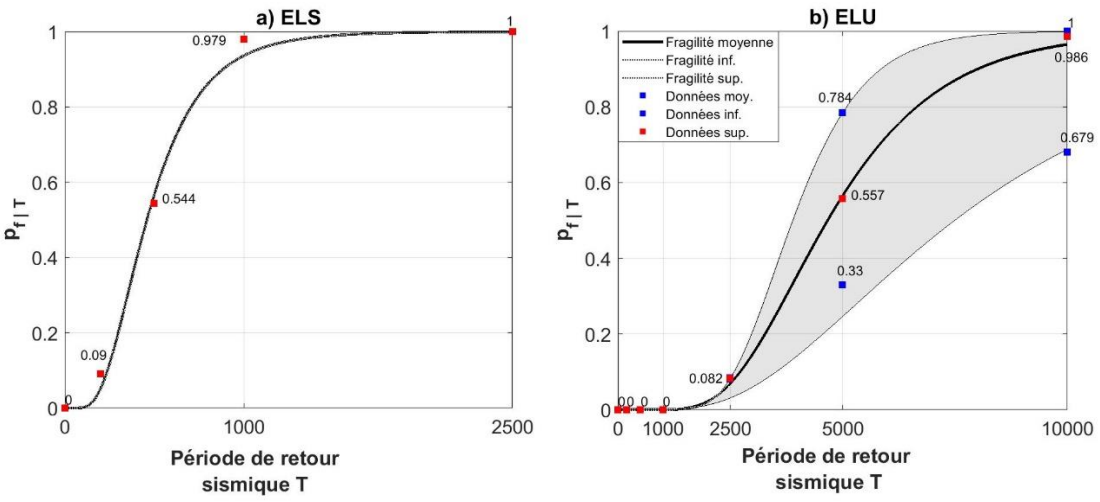


Figure 6.5 : Courbes de fragilité de défaillance du système à l'ELS et à l'ELU incluant les incertitudes.

Les courbes de fragilité des états limites sont obtenues à partir des données empiriques. Les aires représentent l'incertitude associée à la probabilité de défaillance. La variabilité de la probabilité est négligeable pour l'ELS mais augmente sensiblement à mesure que la période sismique augmente à l'ELU. Ce comportement a été anticipé avec le comportement hétéroscédastique observé ainsi que de la moins bonne précision des métamodèles développés. Pour obtenir un risque uniforme et réduire l'incertitude liée au métamodèle, il aurait fallu augmenter davantage le nombre d'échantillons. Pour les séismes OBE et SMD, les principaux résultats sont résumés au tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Bilan des probabilités de défaillances pour les ELU et ELS.

Etats limites	Probabilités de défaillances conditionnelles $p_{f\,|T}$	Probabilités de défaillances p_f	Indice de fiabilité β associé
Service (ELS) : OBE	$8.99*10^{-2}$; [$8.93*10^{-2}$, $9.05*10^{-2}$]	$4.50*10^{-4}$; [$4.47*10^{-4}$, $4.53*10^{-4}$]	3.320 ; [3.322, 3.318]
Ultime (ELU) : SMD	$8.18*10^{-2}$; [$8.03*10^{-2}$, $8.32*10^{-2}$]	$3.27*10^{-5}$; [$3.21*10^{-5}$, $3.33*10^{-5}$]	3.992 ; [3.996 , 3.988]

6.4.2 Vérification de la performance pour l'ELU

Au Canada, le guide de référence CDA (2013) impose d'obtenir un risque inférieure à un seuil pour valider ou non la performance aux états limites ultimes. Cet état est formulé au Québec selon le séisme SMD avec une période de retour de 2500 ans. Ayant pris une probabilité conditionnelle du modèle de conséquence $p_{décès\,|\,défaillance}$ égale à 1, il est possible de positionner l'ouvrage selon la figure 6.6 de référence.

La vérification de la performance requérant un nombre de personnes mis en danger, une valeur arbitraire de 50 décès potentiels est considérée avec une plage de valeur entre 10 et 100 personnes suivant les statistiques relevées par USBR et USACE (2015).

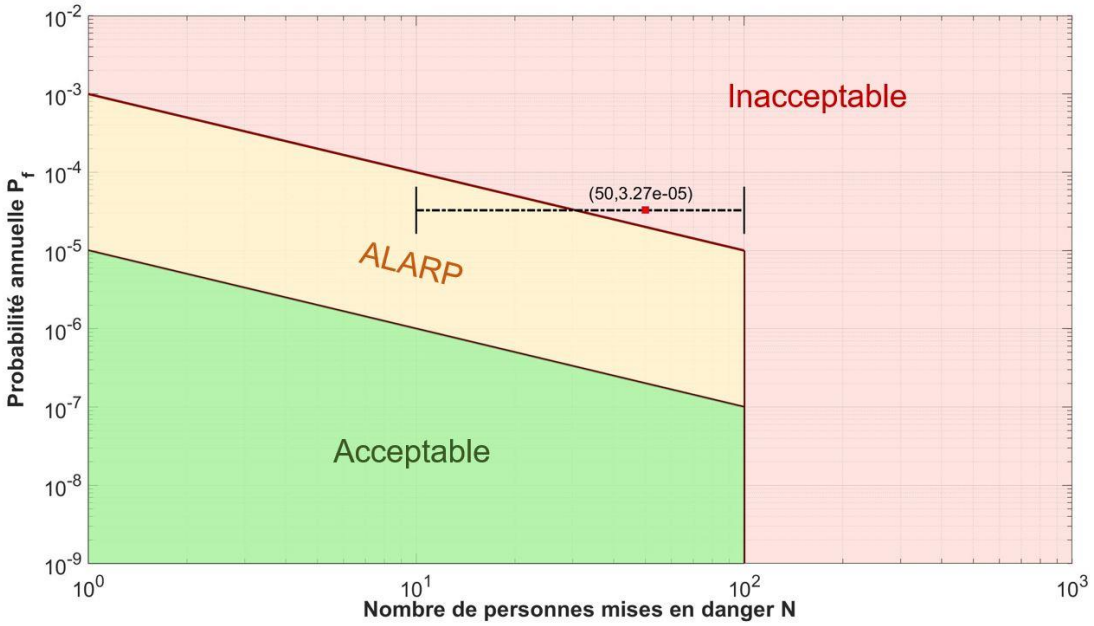


Figure 6.6 : Validation de la performance de l'ouvrage selon les recommandation du CDA (2013) pour l'ELU à 2500 ans.

La position de la valeur moyenne en rouge est située dans la zone inacceptable selon les recommandations en vigueur. Cette valeur est à nuancer car aucun modèle de conséquence spécifique n'a été développé pour cet ouvrage et l'utilisation d'une probabilité de décès sachant la défaillance égale à 1 est conservateur.

C'est pourquoi l'utilisation des indices de fiabilité qui ont été développé sans modèle de conséquence est pertinent pour la vérification. Dans le cas de notre structure, l'indice β et l'intervalle de confiance à 95% associé est relevé au tableau 6.1. La valeur proposée ne vérifie aucun des trois codes du tableau 3.26 mais les exigences sont proches de celles exigées par le code chinois (CEC, 2000) ($\beta^* = 4.2$).

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce projet de maîtrise a consisté à définir une approche d'évaluation de la performance sismique d'un évacuateur de crue avec vannes en intégrant des incertitudes sur les paramètres de résistance et de chargement. La démarche vers la quantification de la marge de sécurité est progressive avec (1) la modélisation des distributions aléatoires des VA basée sur les données de l'ouvrage et la littérature, (2) la sélection des VA les plus importantes par une analyse de sensibilité déterministe et les diagrammes de Tornado, (3) la création d'un métamodèle se substituant au modèle EF et (4) l'analyse fiabiliste sur le métamodèle proposée pour calculer une probabilité de défaillance estimée du système p_f.

Les conclusions de ce travail sont présentées dans ce chapitre suivant le développement du plan de travail :

(1) La revue de littérature des performances historiques des évacuateurs de crue avec vannes a permis de montrer la fragilité de ces ouvrages, pourtant essentiels à la sécurité des ouvrages hydrauliques. L'analyse des causes de défaillance a mis en lumière l'importance d'une démarche multi-aléas ainsi que le besoin de réévaluation des ouvrages au regard des évolutions des connaissances sur les aléas. Pour répondre aux attentes sociétales de transparence et aux exigences de prises de décision économiques optimales, une comparaison du traitement des incertitudes selon les approches déterministes et probabilistes est proposée. Aujourd'hui, même si la profession s'oriente davantage vers les analyses probabilistes qui s'intègrent dans le concept de risque, les deux approches sont très complémentaires. C'est pourquoi une approche progressive est suivie dans ce mémoire avec une pré-sélection déterministe et une qualification probabiliste.

(2) Sur notre cas d'étude, un évacuateur de crue avec vanne de 38m de haut, une proposition de 20 paramètres considérés de manière probabiliste est construite en faisant état des distributions de la littérature. Pour formuler le problème de fiabilité, des états limites sont proposés intégrant à la fois des vérifications sur les coursiers en béton, la charpente métallique et les équipements électromécaniques. À cette occasion, une méthode dérivée de la géotechnique pour évaluer de manière analytique l'aire fissurée est développée. Enfin, la construction de la fiabilité globale du système est formulée selon les défaillances des

composantes et au regard d'indice de performance qui sont définis selon les guides en vigueur.

(3) Une analyse de sensibilité des paramètres est réalisée en utilisant les diagrammes Tornado. Les résultats mettent en exergue l'influence majeur des paramètres d'amortissement sismique et de module d'Young de béton pour ce cas d'étude motivée par l'effet de ces paramètres sur le spectre de réponse pour des structures très rigides comme un évacuateur de crue. La cohésion n'intervient de manière sensible que pour des faibles intensités sismiques et ne contribue plus à partir de 2500 ans. L'effet des conditions d'ouvertures des vannes est discuté et n'influence pas de manière importante la réponse sismique de l'ouvrage. La considération de distributions bornées ou non a montré une influence modérée sur la réponse et qui mérite des études supplémentaires pour y répondre de manière plus tranchée. Une méthode de classement multicritères des VA est appliquée en intégrant l'importance de l'ensemble des états limites avec comme classement final selon nos critères : (1) l'amortissement sismique, (2) le module de déformation du béton, (3) le poids volumique de béton, (4) le coefficient de friction à la base, (5) la résistance en traction de l'acier et (6) la cohésion à la base.

(4) Une étude comparative a montré qu'un métamodèle de type Kriging était plus adapté qu'un modèle PCE. Dans notre étude, le métamodèle dominant est le Kriging avec une fonction de covariance de type Matérn 5/2 et une tendance linéaire. Pour la sélection, l'influence du nombre de plis K a été discuté et met en évidence une réduction à la fois du biais et de la variance à mesure que K augmente. Une valeur de K fixée à 20 présente un bon compromis entre temps de calcul et précision. Un algorithme automatique couplé avec un modèle EF est proposé avec des critères de précision et de convergence. Celui-ci a permis de réduire le temps de calcul global de l'étude. Sur les résultats du métamodèle, une analyse de sensibilité non linéaire par indices de Sobol a confirmé l'importance de l'amortissement sismique comme VA la plus sensible sur le comportement de l'ouvrage.

(5) L'établissement de courbes de fragilité en fonction de la période de retour de l'activité sismique (variant de 200 ans à 10 000 ans) est le résultat final du mémoire. Ces courbes sont des outils d'aide à la décision pertinents et incluent la prise en compte des incertitudes des six VA sélectionnées. La comparaison entre les probabilités de défaillance a mis en

évidence les états limites les plus sensibles : le glissement à la base et les défaillances des équipements électromécaniques. Les vérifications sur les éléments métalliques apportent une contribution négligeable à la défaillance du système avec des probabilités associées proche de 0. La combinaison des défaillances des composantes a permis d'estimer une probabilité de défaillance globale pour les ELS et ELU à différentes périodes de retour. La comparaison de ces valeurs avec les indices de références des guides a montré que la structure est non conforme selon nos hypothèses avec le glissement à la base comme mécanisme de défaillance déterminant. Mais ce résultat est sujet à discussion et l'intégration d'hypothèses potentiellement conservatrices comme l'indépendance des défaillances des composantes, une probabilité de conséquence égale à 1 ou encore le mode de calcul simplifié des sorties (aire fissurée et glissement) méritent des études complémentaires pour obtenir une valeur plus précise.

D'autres remarques complémentaires peuvent être formulées. L'utilisation de métamodèle pour la résolution d'analyse probabiliste est un choix pertinent, tant du point de vue de l'efficacité numérique que de la pertinence des résultats. Il faut néanmoins prendre des précautions avant de recourir à ces méthodes qui deviennent vite une « boite noire » si aucune étude préliminaire déterministe n'est réalisée pour fixer les ordres de grandeurs et tirer des conclusions préliminaires. Le processus de sélection de VA par des diagrammes Tornado joue ce rôle et permet de réduire la complexité du problème avec une mise en œuvre plus facile qu'un métamodèle.

L'ensemble de la structure du code développé sur Matlab pour à la fois piloter SAP2000, générer, valider un métamodèle sur UQLab et performer une analyse de fiabilité du système est présenté à l'ANNEXE Q. Même si les nombreux fichiers de code ne sont pas complétement optimisés, ils sont commentés et constituent une bonne base de travail pour d'autres cas d'étude ou pour aller plus loin.

Afin d'améliorer la méthodologie proposée et pour s'inscrire dans un contexte plus large, plusieurs axes de recommandations sont possibles :

(1) Dans l'ensemble du mémoire, la qualité des résultats est directement liée à la qualité des entrées. Dès lors, il faut poursuivre la revue de littérature des paramètres intervenant et l'élargir davantage. En effet, parfois des paramètres longtemps considérés comme déterministes sont pourtant clés pour l'analyse. Pour un cas d'étude, il est pertinent de

recourir à des tests in-situ pour diminuer les incertitudes épistémiques sur les paramètres. Une approche bayésienne peut en ce sens être pertinente pour ajouter au fil des besoins les résultats des tests.

(2) La prise en compte des corrélations de manière plus fine est un second axe de travail. En effet, la corrélation des VA a une influence non négligeable sur les résultats d'une étude. Le recours à des lois de distributions plutôt qu'à des coefficients fixés pourrait être pertinente pour prendre en compte la variabilité. Par exemple, une loi beta avec un mode fixé entre -0.2 et -0.4 est envisageable pour modéliser la corrélation linéaire entre coefficient de friction et cohésion à la base. Pour le métamodèle lui-même, la prise en compte des corrélations entre les sorties est une hypothèse qu'il faudrait discuter. En ce sens, le recours à des techniques de coKriging est une avenue possible.

(3) Malgré un post-traitement non linéaire, les analyses dynamiques temporelles de ce mémoire demeuraient linéaires. La prise en compte des non linéarités de manière progressive est un futur développement pertinent pour affiner les résultats et obtenir le plein potentiel des métamodèles. Il s'agirait alors d'intégrer d'abord les non linéarités de matériau puis géométrique et enfin de contact. Cependant, le temps de calcul d'une analyse linéaire étant déjà de 5 minutes, l'inclusion de non-linéarité peut rapidement rallonger le temps d'analyse. Il convient dès lors de recourir à des ressources informatiques supérieures et/ou de diminuer la précision des résultats souhaitée.

(4) Ce mémoire a pour aléa principal le séisme. Pourtant, ce paramètre n'intègre pas directement les incertitudes. Un travail est à faire en ce sens en incluant les compétences d'un sismologue pour prendre en compte une ou plusieurs VA associées à cet aléa. Une autre possibilité plus simple est la prise en compte de plusieurs accélérogrammes. En effet, dans ce mémoire, un seul jeu d'accélérogramme est considéré pour une période de retour, ce qui peut fragiliser le potentiel de généralisation des interprétations.

(5) Un dernier axe de développement est d'améliorer la qualité et la quantité des sorties utilisées pour la métamodélisation et la fiabilité. Il faudrait notamment inclure le glissement et la fissuration dans les joints de reprise du béton et préciser davantage les états limites des équipements électromécaniques. En effet, le processus de défaillance de ces équipements a été conduit par des ingénieurs civils et la participation d'expert de ces équipements serait

un plus pour une analyse plus fine. Quant au processus de calcul de l'aire fissurée, l'inclusion d'itération serait éventuellement un plus supplémentaire pour la qualité des résultats qui font intervenir plusieurs fois l'aire fissurée.

BIBLIOGRAPHIE

Adolfi, E., & Eriksson, J. (2013). Islastens inverkan på brottsannolikheten för glidning och stjälpning av betongdammar *[En suédois]*.

Adrian, I. (2010). *Pressures distribution for eccentrically loaded rectangular footings on elastic soils.* Communication présentée à Proceedings of the 2010 international conference on Mathematical models for engineering science (p. 213-216).

Aistleitner, C., Hofer, M., & Tichy, R. (2012). A central limit theorem for Latin hypercube sampling with dependence and application to exotic basket option pricing. *International journal of theoretical and applied finance, 15*(07), 1250046.

Alves, S., & Hall, J. (2006). System identification of a concrete arch dam and calibration of its finite element model. *Earthquake engineering & structural dynamics, 35*(11), 1321-1337.

ANCOLD. (1998). *Guidelines for design of dams for earthquake*. Australia: Australian National Committee on Large Dams.

ANCOLD. (2003). *Guidelines on Risk Assessment.* Tatura, Australia: Australian National Committee on Large Dams

Antoniou, S., Pinho, R., & Bianchi, F. (2008). SeismoSignal. *Version 3.2. 0*.

Arlot, S., & Celisse, A. (2010). A survey of cross-validation procedures for model selection. *Statistics surveys, 4*, 40-79.

Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra, 31*(1), 579-599.

Bellos, J., & Bakas, N. (2017). Complete Analytical Solution for Linear Soil Pressure Distribution under Rigid Rectangular Spread Footings. *International Journal of Geomechanics, 17*(7), 04017005.

Bengio, Y., & Grandvalet, Y. (2004). No unbiased estimator of the variance of k-fold cross-validation. *Journal of machine learning research, 5*(Sep), 1089-1105.

Bergdahl, L., & Wernersson, L. (1977). *Calculated and expected thermal ice pressures in five Swedish lakes*. Chalmers University of Technology.

Berke, L., & Hajela, P. (1992). Applications of artificial neural nets in structural mechanics. Dans *Shape and Layout Optimization of Structural Systems and Optimality Criteria Methods* (p. 331-348): Springer.

Bernier, C., Padgett, J. E., Proulx, J., & Paultre, P. (2015). Seismic fragility of concrete gravity dams with spatial variation of angle of friction: case study. *Journal of Structural Engineering, 142*(5), 05015002.

Berveiller, M., Sudret, B., & Lemaire, M. (2006). Stochastic finite element: a non intrusive approach by regression. *European Journal of Computational Mechanics/Revue Européenne de Mécanique Numérique, 15*(1-3), 81-92.

BKR. (2010). *Regelsamling för konstruktion BKR*. Boverket, Karlskrona. [En Suédois]:

Blumer, A., Ehrenfeucht, A., Haussler, D., & Warmuth, M. K. (1987). Occam's razor. *Information processing letters, 24*(6), 377-380.

Breiman, L., & Spector, P. (1992). Submodel selection and evaluation in regression. The X-random case. *International statistical review/revue internationale de Statistique*, 291-319.

Brown, T., Jordaan, I., & Croasdale, K. (2001). A probabilistic approach to analysis of ice loads for the Confederation Bridge. *Canadian Journal of Civil Engineering, 28*(4), 562-573.

Budnitz, R., Amico, P., Cornell, C. A., Hall, W., Kennedy, R., Reed, J., & Shinozuka, M. (1985). An approach to the quantification of seismic margins in nuclear power plants. *Unknown*.

Cai, Z., Xie, W.-C., Pandey, M. D., & Ni, S.-H. (2018). Determining seismic fragility of structures and components in nuclear power plants using multiple ground motion parameters–Part I: Methodology. *Nuclear Engineering and Design, 335*, 195-201.

Camelo, V., Beck, J. L., & Hall, J. F. (2002). *Dynamic characteristics of woodframe structures*: Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering.

Carter, D., Sodhi, D., Stander, E., Caron, O., & Quach, T. (1998). Ice thrust in reservoirs. *Journal of cold regions engineering, 12*(4), 169-183.

Carvajal, C., Peyras, L., Arnaud, P., Boissier, D., & Royet, P. (2009). Probabilistic modeling of floodwater level for dam reservoirs. *Journal of Hydrologic Engineering, 14*(3), 223-232.

CDA. (2007). *Dam Safety Guidelines.* Edmonton, Alberta, Canada: Canadian Dam Association.

CDA. (2013). *Dam Safety Guidelines*. Edmonton, Alberta, Canada: Canadian Dam Association.

CEC. (2000). *The Standards Compliation of Water Power in China*. Beijing, China China Electricity Council, China Electric Power Press

Červenka, J., Červenka, V., Sýkora, M., & Mlčoch, J. (2018). Evaluation of Safety Formats for Structural Assessment Based on Nonlinear Analysis.

Chin, W. W. (1998). The partial least squares approach to structural equation modeling. *Modern methods for business research, 295*(2), 295-336.

Choquette, C., Guilhermont, É., & Goyette Noël, M.-P. (2010). La gestion du niveau d'eau des barrages-réservoirs au Québec: aspects juridiques et environnementaux. *Les Cahiers de droit, 51*(3-4), 827-857.

Christopoulos, C., Léger, P., & Filiatrault, A. (2003). Sliding response of gravity dams including vertical seismic accelerations. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2*(2), 189-200.

Clark, I. (1986). The art of cross validation in geostatistical applications. *Geostokos Ltd.*

Clavet-Gaumont, J., Huard, D., Frigon, A., Koenig, K., Slota, P., Rousseau, A., . . . Perdikaris, J. (2017). Probable maximum flood in a changing climate: An overview for Canadian basins. *Journal of Hydrology: Regional Studies, 13*, 11-25.

Clemen, R. T., & Reilly, T. (2013). *Making hard decisions with DecisionTools*: Cengage Learning.

CNRC. (2015). *Code National du Bâtiment du Canada (CNBC)*. Ottawa, Canada: Conseil National de Recherches du Canada

Comfort, G., Gong, Y., Singh, S., & Abdelnour, R. (2003). Static ice loads on dams. *Canadian Journal of Civil Engineering, 30*(1), 42-68.

Committee, A. C. I. (1992). Abstract of: State-of-the-Art-Report: Bond under Cyclic Loads. *Materials Journal, 88*(6). doi:10.14359/9749

Computers, & Structures, I. (2017). SAP2000 user's manual: CSI Berkeley, CA.

Cordier, M. (2017). *Stabilité des barrages-poids: une approche progressive considérant les incertitudes sur les paramètres de résistance et les chargements.* (École Polytechnique de Montréal).

Cornford, D., Nabney, I. T., & Williams, C. K. (2002). Modelling frontal discontinuities in wind fields. *Journal of nonparametric statistics, 14*(1-2), 43-58.

CSA. (2006). *Canadian Highway Bridge Design Code (CAN/CSA S6-00).* Rexdale, Ontario, Canada.: Canadian Standards Association.

CSA. (2014). *Design of concrete structures, CAN/CSA-A23.3-14*. Mississauga, Ontario, Canada.: Canadian Standards Association.

Dang, C.-T. (2014). *Méthodes de construction des courbes de fragilité sismique par simulations numériques.* (Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II).

DGPR. (2014). *RISQUE SISMIQUE ET LA SÉCURITÉ DES OUVRAGES HYDRAULIQUES*. Direction générale de la Prévention des risques (ministère de l'écologie). Tiré de http://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/gtbarragesseismes2014.pdf

Dobbin, K. K., & Simon, R. M. (2011). Optimally splitting cases for training and testing high dimensional classifiers. *BMC medical genomics, 4*(1), 31.

Dodge, Y. (2007). *Statistique: dictionnaire encyclopédique*: Springer Science & Business Media.

Donnelly, C. R. (2015). *ICOLD 2015 - Question 97, Spillways - Évacuateurs de Crues*.

Doorn, N., & Hansson, S. O. (2011). Should probabilistic design replace safety factors? *Philosophy & Technology, 24*(2), 151-168.

Dubourg, V. (2011). *Adaptive surrogate models for reliability analysis and reliability-based design optimization.* (Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II).

Dungar, R. (1994). Complexity, uncertainty and realism in the seismic safety evaluation of concrete dams: linear analysis. *Hydropower Dams. v1*, 49-60.

Ekström, T. (2002). Islaster mot hydrauliska konstruktioner: inriktning mot betongdammar. *Elforsk rapport, 2*(03).

Elishakoff, I. (2004). Safety Factors and Reliability: Friends or Foes?, Kluwer Academic Publishers.

Ellingwood, B. R. (1994). Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges. *Structural Safety, 13*(3), 159-176.

Ellingwood, B. R. (2006). Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities, 20*(4), 315-323.

EN1990. (2002). *Eurocode - Basis of structural design.* Bruxelles: CEN.

Epstein, H. I. (1976). Seismic design of liquid-storage tanks. *Journal of the Structural Division, 102*(9), 1659-1673.

Estes, A. C., & Foltz, S. D. (2006). *Two alternative system reliability approaches to the serviceability condition assessment of spillway gate systems on dams.* Communication présentée à Structures Congress 2006: 17th Analysis and Computation Specialty Conference (p. 1-11).

Faber, M. (2006). Risk and safety in civil, surveying and environmental engineering. Lecture notes: Swiss Federal Institute of Technology.

Faber, M. H. (2002). Risk and safety in civil engineering 2002.

Fenves, G. L., & Chopra, A. K. (1984). *Earthquake analysis and response of concrete gravity dams*: University of California, Earthquake Engineering Research Center.

Ferens, K. (2016). Applied Computational Intelligence (ECE 4850 T04). Dans *Course Notes*: Department of Electrical and Computer Engineering, University of Manitoba.

Filiatrault, A. (2013). *Elements of earthquake engineering and structural dynamics*: Presses inter Polytechnique.

Fouhy, D., & Ríos Bayona, F. (2014). Reliability-Based Analysis of Concrete Dams.

France, J. W., Alvi, I., Dickson, P., FAlvey, H., Rigbey, S., & Trojanowksi, J. (2018). Independent Forensic Team Report: Oroville Dam Spillway Incident. *url: https://damsafety. org/sites/default/files/files/IndependentForensicTeamReportFinal01-05-18. pdf.*

Fredrikson, M., & Persson, J. (2005). Modellering av extrema istryck.

Freishist, A., Rozina, I., & Rakhmanova, A. (1976). Operating experience gained with flat hydraulic gates under winter conditions. *Hydrotechnical Construction, 10*(4), 348-353.

García, L. A. (2010). *Contribución a la estimación de la probabilidad de fallo de presas de hormigón en el contexto del análisis de riesgos.*

Gidaris, I., Padgett, J. E., Barbosa, A. R., Chen, S., Cox, D., Webb, B., & Cerato, A. (2017). Multiple-hazard fragility and restoration models of highway bridges for regional risk and resilience assessment in the United States: state-of-the-art review. *Journal of structural engineering, 143*(3), 04016188.

Goulet, J.-A. (2016a). Lectures notes : CIV6540 - Machine Learning for Civil Engineers. *Probability distributions for Machine Learning and Regression methods.*

Goulet, J.-A. (2016b). Lectures notes : CIV8530 - Structural and System Reliability. *Fiabilité des systèmes.*

Gouvernement du Québec. (2018a). *Loi sur la Sécurité des Barrages*. Editeur officiel du Québec

Gouvernement du Québec. (2018b). *Règlement sur la sécurité des barrages*. Editeur officiel du Québec

Graham, W. J., & Hilldale, R. C. (2001). *Spillway Gate Failure Or Misoperation: Representative Case Histories*: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

Hariri-Ardebili, M., & Saouma, V. (2016). *Probabilistic Fragility Analysis of the Cohesive Crack Model*.

Hariri-Ardebili, M. A. (2018a). MCS-based response surface metamodels and optimal design of experiments for gravity dams. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1-23.

Hariri-Ardebili, M. A. (2018b). Risk, Reliability, Resilience (R3) and beyond in dam engineering: A state-of-the-art review. *International Journal of Disaster Risk Reduction, 31*, 806-831.

Hariri-Ardebili, M. A., & Pourkamali-Anaraki, F. (2018a). Simplified reliability analysis of multi hazard risk in gravity dams via machine learning techniques. *Archives of Civil and Mechanical Engineering, 18*(2), 592-610.

Hariri-Ardebili, M. A., & Pourkamali-Anaraki, F. (2018b). Support vector machine based reliability analysis of concrete dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 104*, 276-295.

Hariri-Ardebili, M. A., & Saouma, V. E. (2018). Random Response Spectrum Analysis of Gravity Dam Classes: Simplified, Practical, and Fast Approach. *Earthquake Spectra, 34*(2), 941-975.

Harris, D. W., Mohorovic, C. E., & Dolen, T. P. (2000). Dynamic properties of mass concrete obtained from dam cores. *Materials Journal, 97*(3), 290-296.

Henseler, J., Ringle, C. M., & Sinkovics, R. R. (2009). The use of partial least squares path modeling in international marketing. Dans *New challenges to international marketing* (p. 277-319): Emerald Group Publishing Limited.

Highter, W. H., & Anders, J. C. (1985). Dimensioning footings subjected to eccentric loads. *Journal of Geotechnical Engineering, 111*(5), 659-665.

HK. (2006). *Hong Kong Planning Standards and Guidelines*. Hong Kong Planning Department.

Holický, M. (2009). *Reliability analysis for structural design*: African Sun Media.

Hovde E., Engseth M., Konow T., & Kristiansen S. A. (2018). *Probabilistic analysis of a gravity dam in Norway : A new approach to dam safety in Norway?* Communication présentée à Twenty-Sixth International Congress on Large Dams / Vingt-Sixième Congrès International des Grands Barrages: 4th - 6th July 2018, Vienna, Austria, Vienna, Austria.

Howard, R. A. (1988). Decision analysis: practice and promise. *Management science, 34*(6), 679-695.

HSE. (1989). Risk Criteria for Land-use Planning in the Vicinity of Major Industrial Hazards. *Health and Safety Executive*, 14-30.

HSE. (2001). Reducing risks, Protecting People. *Health and Safety Executive*.

Hydro-Québec. (1987). *Essais et expertises techniques*. Montréal, Québec.

Hydro-Québec. (2001). *Guide pour la sélection des paramètres sismiques*. Hydro-Québec.

Hydro-Québec. (2003a). *Évaluation de la stabilité des barrages-poids en béton*. Hydro-Québec.

Hydro-Québec. (2003b). *Norme d'évaluation de la stabilité des barrages-poids en béton*. Hydro-Québec.

ICOLD, C. (1995). Statistical analysis of dam failure. *ICOLD Bulletin, 99*.

ICOLD, C. (1996). Dams and related structures in cold climate : Design guidelines and case studies. *ICOLD Bulletin, 105*.

ICOLD, C. (2005). Risk assessment in dam safety management: A reconnaissance of benefits, methods and current applications. *ICOLD Bulletin, 130*.

Institute, E. P. R. (1992). *Uplift pressures, shear strengths and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams*. Palo Alto, California, United States of America:

Irles, R., & Irles, F. (1994). Explicit stresses under rectangular footings. *Journal of geotechnical engineering, 120*(2), 444-450.

Iskandarani, Srinivasan, & Thacker. (2013). *Tutorial on Uncertainty Quantification with Emphasis on Polynomial Chaos Methods*.

ISO , I. (1998). General principles on reliability for structures. *Zurich: ISO*.

Javankhoshdel, S., & Bathurst, R. J. (2015). Influence of cross correlation between soil parameters on probability of failure of simple cohesive and c-ϕ slopes. *Canadian Geotechnical Journal, 53*(5), 839-853.

JCSS, J. (2001). Probabilistic model code. *Joint Committee on Structural Safety*.

Jin, R., Du, X., & Chen, W. (2003). The use of metamodeling techniques for optimization under uncertainty. *Structural and Multidisciplinary Optimization, 25*(2), 99-116.

Kalantarnia, M. (2013). *Reliability Analysis of Spillway Gate Systems.* (McGill University). Tiré de http://digitool.Library.McGill.CA:80/R/-?func=dbin-jump-full&object_id=123191&silo_library=GEN01

Kalinina, A., Spada, M., Marelli, S., Burgherr, P., & Sudret, B. (2016). *Uncertainties in the risk assessment of hydropower dams: state-of-the-art and outlook.* (Paul Scherrer Institute, 5232 Villigen, Switzerland; ETH Zurich, Chair of …).

Kany, M., & El Gendy, M. (2002). *Calculation of foundations on nonlinear soil*. Communication présentée à Conference: 3. Kolloquium, Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, Germany.

Kareem, A., & Gurley, K. (1996). Damping in structures: its evaluation and treatment of uncertainty. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 59*(2-3), 131-157.

Keller, W., & Modarres, M. (2005). A historical overview of probabilistic risk assessment development and its use in the nuclear power industry: a tribute to the late Professor Norman Carl Rasmussen. *Reliability Engineering & System Safety, 89*(3), 271-285.

Keramat, M., & Kielbasa, R. (1997). Latin hypercube sampling Monte Carlo estimation of average quality index for integrated circuits. *Analog Integrated Circuits and Signal Processing, 14*(1-2), 131-142.

Kleijnen, J. P. (2009). Kriging metamodeling in simulation: A review. *European journal of operational research, 192*(3), 707-716.

Ko, P., & Schellenberg, G. (2002). *Escalation of seismic loadings in the Prairie and Ontario.* Communication présentée à Proc., Canadian Dam Association Preconf. Workshop on Flow Discharge Equipment and Dam Safety.

Kohavi, R. (1995). *A study of cross-validation and bootstrap for accuracy estimation and model selection.* Communication présentée à Ijcai (vol. 14, p. 1137-1145).

Kreuzer, H., & Léger, P. (2013). The Adjustable Factor of Safety: A Reliability-Based Approach to Assess the Factor of Safety for Concrete Dams. *Hydropower & Dams, 20*(1), 67-90.

Kroetz, H. M., Tessari, R. K., & Beck, A. T. (2017). Performance of global metamodeling techniques in solution of structural reliability problems. *Advances in Engineering Software, 114*, 394-404.

Krounis, A. (2013). *Uncertainty in sliding stability analyses of existing concrete gravity dams with bonded concrete-rock interfaces.* (KTH Royal Institute of Technology).

Larsson, O. (2015). Lecture notes : Reliability analysis. *LUND University*. Tiré de http://www.kstr.lth.se/fileadmin/kstr/pdf_files/vbkn10/Lectures/Reliability_analysis_121101.pdf

Lataniotis, C., Marelli, S., & Sudret, B. (2015). Uqlab user manual–kriging (gaussian process modelling). *Report UQLab-V0*, 9-105.

Leclerc, M., Léger, P., & Tinawi, R. (2017). Computer aided stability analysis of gravity dams—CADAM. *Advances in Engineering Software, 34*(7), 403-420.

Lee, J.-H., Ko, Y.-D., Yun, I.-G., & Han, K.-H. (2006). Comparison of Latin Hypercube Sampling and Simple Random Sampling Applied to Neural Network Modeling of HfO 2 Thin Film Fabrication. *Transactions on Electrical and Electronic Materials, 7*(4), 210-214.

Lee, T.-H. (2005). *Probabilistic Sesmic Evaluation of Reinforced Concrete Structural Components and Systems*: University of California, Berkeley.

Lee, T., & Harrison, K. (2000). Assessing safety culture in nuclear power stations. *Safety science, 34*(1-3), 61-97.

Lefrançois, A., Léger, P., & Bouaanani, N. (2014). Finite element seismic safety assessment of water intake structures. *Finite Elements in Analysis and Design, 83*, 1-9.

Léger, P. (2008). Notes de cours : Comportement structural et modélisation des systèmes barrages-fondation-réservoir *Poussées des glaces et sécurité des barrages*.

Leger, P., Lariviere, R., Palavicini, F., & Tinawi, R. (2000). *Performance of Gated Spillways during the 1996 Sanguinity Flood (Que'bec, Canada) and Evolution of Related Design Criteria.* Communication présentée à Proceeding of ICOLD20th Congress (p. 417-438).

Leger, P., Tinawi, R., & Lariviere, R. (1998). Behaviour of gravity dams and spillways in extreme floods: Canadian experience. *Int J Hydropower Dams, 5*(3), 73-77.

Lemos, F., & Lemos, C. (2000). *Hydrodynamic forces on falling spillway gates.* Communication présentée à Transactions of the International Congress on Large Dams (vol. 4, p. 157-170).

Lewin, J. (2001). *Hydraulic gates and valves: in free surface flow and submerged outlets*: Thomas Telford.

Lewin, J., Ballard, G., & Bowles, D. S. (2003). Spillway gate reliability in the context of overall dam failure risk. *USSD Annual Lecture*, 1-17.

Li, Zhou, Wang, Zhou, Du, & Chen. (2015). Study of risk acceptance criteria for dams. *Science China Technological Sciences, 58*(7), 1263-1271. doi:10.1007/s11431-015-5864-6

Li, H.-s., Lü, Z.-z., & Yue, Z.-f. (2006). Support vector machine for structural reliability analysis. *Applied Mathematics and Mechanics, 27*(10), 1295-1303.

Limoges, A. (2008). *Évaluation de la sécurité sismique des évacuateurs de crues avec vannes*: ProQuest.

Løkke, A., & Chopra, A. K. (2017). Direct finite element method for nonlinear analysis of semi-unbounded dam–water–foundation rock systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 46*(8), 1267-1285.

Londe, P. (1980). *Lessons from earth dam failures.* Communication présentée à Proc. of the International Symposium on Geotechnical Problems and Practice of Dam Engineering, Bangkok, Thailand (vol. 1).

Løset, S., Shkhinek, K. N., Gudmestad, O. T., & Høyland, K. V. (2006). *Actions from ice on arctic offshore and coastal structures*: LAN.

Lumb, P. (1970). Safety factors and the probability distribution of soil strength. *Canadian Geotechnical Journal, 7*(3), 225-242.

Malm, R. (2016). *Guideline for FE analyses of concrete dams* (Rapport nº 978-91-7673-270-0 (ISBN)). Tiré de https://energiforskmedia.blob.core.windows.net/media/21281/guideline-for-fe-analyses-of-concrete-dams-energiforskrapport-2016-270.pdf

http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:kth:diva-235729

Manteufel, R. (2000). *Evaluating the convergence of Latin hypercube sampling.* Communication présentée à 41st Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference and Exhibit (p. 1636).

Marelli, S., Schöbi, R., & Sudret, B. (2017). *UQLab User Manual—Structural Reliability*. Technical report, Chair of Risk, Safety and Uncertainty Quantification, ETH ….

Marelli, S., & Sudret, B. (2014). UQLab: A framework for uncertainty quantification in Matlab. Dans *Vulnerability, Uncertainty, and Risk: Quantification, Mitigation, and Management* (p. 2554-2563).

Marelli, S., & Sudret, B. (2015). UQLab user manual–Polynomial chaos expansions. *Chair of Risk, Safety & Uncertainty Quantification, ETH Zürich, 0.9-104 edition*.

Martin, J. D., & Simpson, T. W. (2005). Use of kriging models to approximate deterministic computer models. *AIAA journal, 43*(4), 853-863.

Matheron, G. (1963). Principles of geostatistics. *Economic geology, 58*(8), 1246-1266.

Matos, J. C., Valente, I., & Cruz, P. J. (2010). Uncertainty evaluation of civil engineering structures behavior. *Semana de Engenharia*.

Mayer, M. (1926). *Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkräften anstatt nach zulässigen Spannungen*: Springer.

McGrath, S. (2001). Risk Assessment and Dams : Is It Safe ? *ANCOLD Bulletin*, 121-138.

McKay, M. D., Beckman, R. J., & Conover, W. J. (1979). Comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics, 21*(2), 239-245.

McVerry, G. H. (1979). Frequency domain identification of structural models from earthquake records.

Melchers, R. E., & Beck, A. T. (2018). *Structural reliability analysis and prediction*: John Wiley & Sons.

Mihoubi, M. K., & Kerkar, M. E. (2016). Application Reliability Method for Concrete Dams. *World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering, 10*(12), 1563-1569.

Mirza, S. A., MacGregor, J. G., & Hatzinikolas, M. (1979). Statistical descriptions of strength of concrete. *Journal of the Structural Division, 105*(6), 1021-1037.

Nau, R. (2014). Notes on linear regression analysis. *Fuqua School of Business, Duke University website. http://people. duke. edu/~ rnau/Notes_on_linear_regression_analysis--Robert_Nau. pdf (accessed February 14, 2016)*.

Negra, N. B., Holmstrom, O., Bak-Jensen, B., & Sorensen, P. (2007). Aspects of relevance in offshore wind farm reliability assessment. *IEEE Transactions on energy conversion, 22*(1), 159-166.

NSW. (2007). *Hazardous Industry Planning Advisory Paper No I0*. New South Wales Department of Planning.

Oz, B., & Deutsch, C. V. (2000). Cross Validation for Selection of Variogram Model and Kriging Type: Application to IP Data from West Virginia.

Özmen, G. (2011). Determination of base stresses in rectangular footings under biaxial bending. *Teknik Dergi, 22*(110).

Park, C., Kim, N. H., & Haftka, R. T. (2015). The effect of ignoring dependence between failure modes on evaluating system reliability. *Structural and Multidisciplinary Optimization, 52*(2), 251-268.

Pereira, R., Batista, A., & Neves, L. (2016). Probabilistic-based structural safety analysis of concrete dams-PhD thesis work plan of Renato Pereira.

Porter, K. A., Beck, J. L., & Shaikhutdinov, R. V. (2002). Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables. *Earthquake Spectra, 18*(4), 719-743.

Proulx, J., Paultre, P., Rheault, J., & Robert, Y. (2001). An experimental investigation of water level effects on the dynamic behaviour of a large arch dam. *Earthquake engineering & structural dynamics, 30*(8), 1147-1166.

Raschka, S. (2018). Model Evaluation, Model Selection, and Algorithm Selection in Machine Learning.

Regan, P. J. (2010). An Examination of Dam Failures vs. Age of Dams-How are dam failures distributed over the life of a dam? And does a long period of satisfactory performance mean there will be no significant incident over the remainder of its life? *Hydro Review, 29*(4), 62.

Reynolds, P., & Hindley, M. (1994). Double dam flood failures. *Water Power and Dam Construction, 9*, 2.

Roy, B. (1978). ELECTRE III: Un algorithme de classement fondé sur une représentation floue des préférences en présence de critères multiples. *Cahiers du CERO, 20*(1), 3-24.

Roy, P. (2009). Analyse et validation des extrêmes et de la variabilité des températures et de la précipitation du modèle régional canadien du climat.

Royet, P., & Peyras, L. (2006). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids–propositions de recommandations. *Comité français des barrages et réservoirs, Le Bourget du Lac, 62*.

Ru, N., & Niu, Y. (2001). Embankment dam-incidents and safety of large dams: Water Power Press, Beijing.[In Chinese.].

Ruggeri, G. (2004). Sliding safety of existing gravity dams, final report. *ICOLD European Club*.

Santner, T. J., Williams, B. J., & Notz, W. I. (2013). *The design and analysis of computer experiments*: Springer Science & Business Media.

Saouma, V., & Hariri-Ardebili, M. (2018). Probabilistic Cracking, Ageing and Shaking of Concrete Dams.

Saxena, K. R., & Sharma, V. (2004). *Dams: Incidents and accidents*: CRC Press.

Schneider, J. (2006). *Introduction to safety and reliability of structures* (vol. 5): Iabse.

Sen, U. (2018). *Risk Assessment of Concrete Gravity Dams under Earthquake Loads.* (4730). Tiré de https://digitalcommons.lsu.edu/gradschool_theses/4730

Sessa, S., & Valoroso, N. (2017). Kriging interpolation strategy for Finite-Element-based surrogate responses of DCB delamination tests. Dans *Risk and Reliability Analysis: Theory and Applications* (p. 453-461): Springer.

Shanno, D. F. (1970). Conditioning of quasi-Newton methods for function minimization. *Mathematics of computation, 24*(111), 647-656.

SNC Lavalin, & Nalcor Energy. (2013). *Lower Churchill Project : design criteria - civil*. Tiré de https://muskratfalls.nalcorenergy.com/wp-content/uploads/2013/03/Muskrat-Falls_Civil-Design-Criteria_Feb2013.pdf

Sobol, I. M. (1993). Sensitivity estimates for nonlinear mathematical models. *Mathematical modelling and computational experiments, 1*(4), 407-414.

Sodhi, D. S., & Haehnel, R. B. (2003). Crushing ice forces on structures. *Journal of cold regions engineering, 17*(4), 153-170.

SPANCOLD. (2012). *Risk Analysis Applied to Management of Dam Safety: Technical Guide on Operation of Dams and Reservoirs*. Madrid, Spain.: Spanish National Committe on Large Dams.

Staroszczyk, R. (2007). Loads on an Off-Shore Structure due to an Ice Floe Impact. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 54*(2), 77-94.

Stefanidou, S. P., & Kappos, A. J. (2017). Methodology for the development of bridge-specific fragility curves. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 46*(1), 73-93.

Stein, M. L. (2012). *Interpolation of spatial data: some theory for kriging*: Springer Science & Business Media.

Stone, M. (1974). Cross-validatory choice and assessment of statistical predictions. *Journal of the royal statistical society. Series B (Methodological)*, 111-147.

Sudret. (2014). Polynomial chaos expansions and stochastic finite element methods. *Risk and reliability in geotechnical engineering*, 265-300.

Sudret, B. (2012). Meta-models for structural reliability and uncertainty quantification. *arXiv preprint arXiv:1203.2062*.

Sudret, B., & Marelli, S. (2015). Polynomial chaos expansions for structural reliability analysis. *ETH, Zurich, Switzerland, accessed Jan, 22*, 2018.

Tan, P.-N., Steinbach, M., & Kumar, V. (2005). Introduction to data mining: Pearson addison wesley. *Boston*.

Taoko, G. (1981). *Damping measurements of tall structures.* Communication présentée à Proc. Second Specialty Conference on Dynamic Response of Structures: Experimentation, Observation, Prediction, and Control, January 15-16, 1981, Atlanta, GA (p. 308-322).

Tekie, P. B., & Ellingwood, B. R. (2003). Seismic fragility assessment of concrete gravity dams. *Earthquake engineering & structural dynamics, 32*(14), 2221-2240.

Thoft-Cristensen, P., & Baker, M. J. (2012). *Structural reliability theory and its applications*: Springer Science & Business Media.

Tinawi, R., Léger, P., Leclerc, M., & Cipolla, G. (2000). Seismic safety of gravity dams: from shake table experiments to numerical analyses. *Journal of Structural Engineering, 126*(4), 518-529.

Toyama, Y., Kato, K., Kamesaki, K., Yamauchi, Y., & Kurokawa, A. (2001). *Ice and earthquake loads on a structure in offshore Sakhalin.* Communication présentée à Proceedings of the International Conference on Port and Ocean Engineering Under Arctic Conditions.

USACE. (2003). *Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures*. Washington, D.C: US Army Corps of Engineers.

USACE. (2010). *HEC-RAS River Analysis System User's Manual*. Davis, USA: US Army Corps of Engineers.

USACE. (2014). *Design of hydraulic steel structures*. Washington, D.C: US Army Corps of Engineers.

USBR. (2002). Gate Operation at the Fingertips. *Water Operation and Maintenance Bulletin, 201*, 24.

USBR. (2014). *Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works) : Design Standard N°14*. USA: US Bureau of Reclamation, Department of the Interior.

USBR, & USACE. (2015). *Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis*. USA: US Bureau of Reclamation, Department of the Interior, U.S. Army Corps of Engineers.

Vazquez, E. (2005). *Modélisation comportementale de systèmes non-linéaires multivariables par méthodes à noyaux et applications.* (Université Paris Sud-Paris XI).

Vrijling, J., van, & Van Gelder, P. (1997). Societal risk and the concept of risk aversion. *Advances in safety and reliability, 1*, 45-52.

Wang, G. G., & Shan, S. (2007). Review of metamodeling techniques in support of engineering design optimization. *Journal of Mechanical design, 129*(4), 370-380.

Watson, M. (1997). *Spillway gates: will they open safely?* Communication présentée à Transactions of the International Congress on Larges Dams (vol. 4, p. 49-66).

WCD. (2000). Dams and development: A new framework for decision-making: The report of the world commission on dams: Earthscan. World Commission on Dams.

Wen, Y., Ellingwood, B., Veneziano, D., & Bracci, J. (2003). Uncertainty modeling in earthquake engineering (white paper). *Report No. FD-2, Mid-America Earthquake Engineering Center. Urbana (IL): University of Illinois*.

Westberg, M. (2007). Reliability-based evaluation of concrete dams.

Wieland, M. (1999). Seismic performance criteria for concrete dams. *Dam Engineering, 10*, 41-54.

Wieland, M. (2014). Seismic hazard and seismic design and safety aspects of large dam projects. Dans *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology* (p. 627-650): Springer.

Wilde, M., & Johansson, F. (2016). Probabilistic model code for concrete dams. *Energiforsk AB.*

Williams, C. K., & Rasmussen, C. E. (2006). Gaussian processes for machine learning. *the MIT Press, 2*(3), 4.

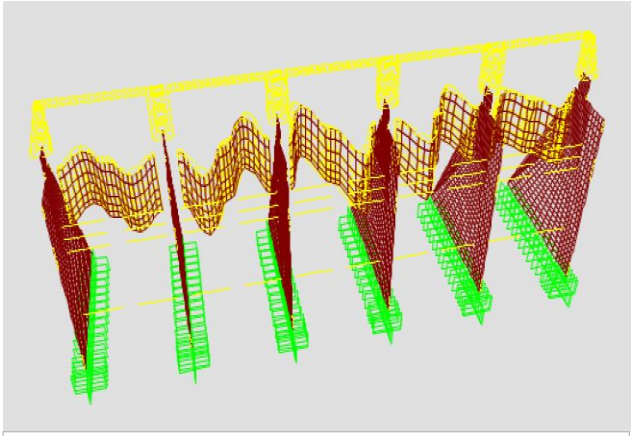
Wiśniewski, D. F., Cruz, P. J., Henriques, A. A. R., & Simões, R. A. (2012). Probabilistic models for mechanical properties of concrete, reinforcing steel and pre-stressing steel. *Structure and Infrastructure Engineering, 8*(2), 111-123.

Yamauchi, Y., & Kamesaki, K. (2000). *Experimental Study on Ice-Structure Interaction During Earthquakes.* Communication présentée à The Tenth International Offshore and Polar Engineering Conference.

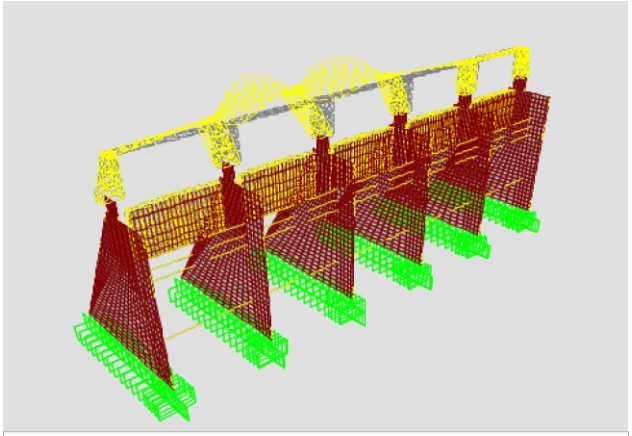
Yasuda, M., & Watanabe, S. (2017). How to Avoid Severe Incidents at Hydropower Plants. *International Journal of Fluid Machinery and Systems, 10*(3), 296-306.

Zhang, Y., & Yang, Y. (2015). Cross-validation for selecting a model selection procedure. *Journal of Econometrics, 187*(1), 95-112.

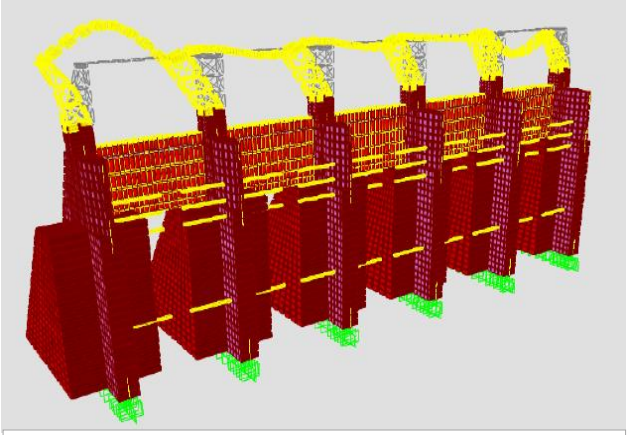
ANNEXE A DÉFORMÉES DES MODES FONDAMENTAUX DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE



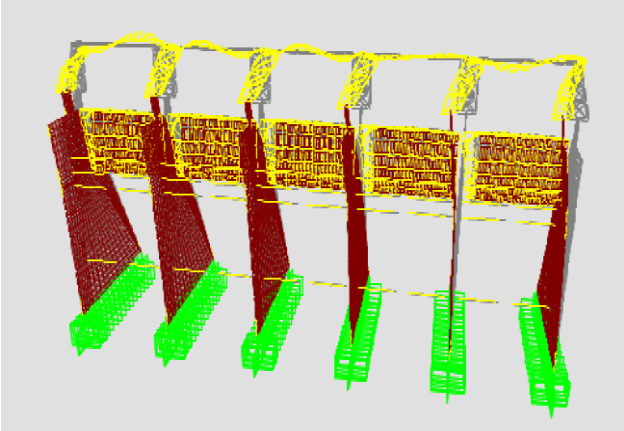
Mode 6: Vannes $T_6 = 1.105$ s



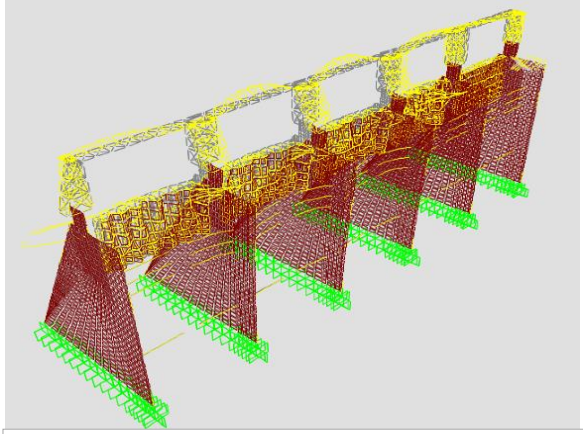
Mode 51: Charpente A/A $T_{51} = 0.233$s

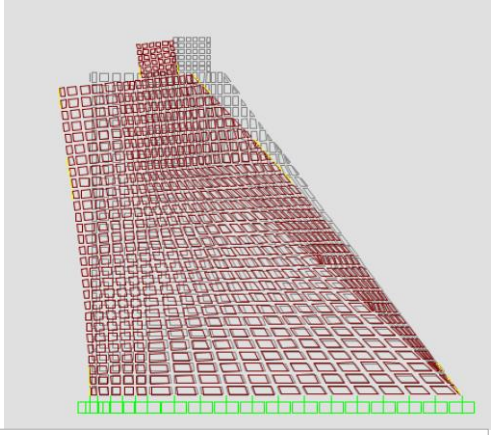


Mode 105: Charpente G/D $T_{105} = 0.13$ s



Mode 265: Béton G/D $T_{265} = 0.067$ s





Mode 251: Béton Amont/Aval $T_{251} = 0.07$ s

ANNEXE B PHOTOGRAPHIES DE L'OUVRAGE ÉTUDIÉ

a) Vue d'ensemble de l'évacuateur

b) Structure d'acier et équipements de levage

c) Visse de levage d'une vanne

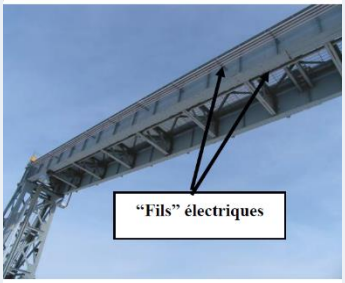
d) Ancrage à la base des tours de la structure de levage

e) Vue de l'ancrage du côté interne

f) Connexion des diagonales, des poutres et des contreventements de la tour

g) Boite de commande sur la crête d'un pilier

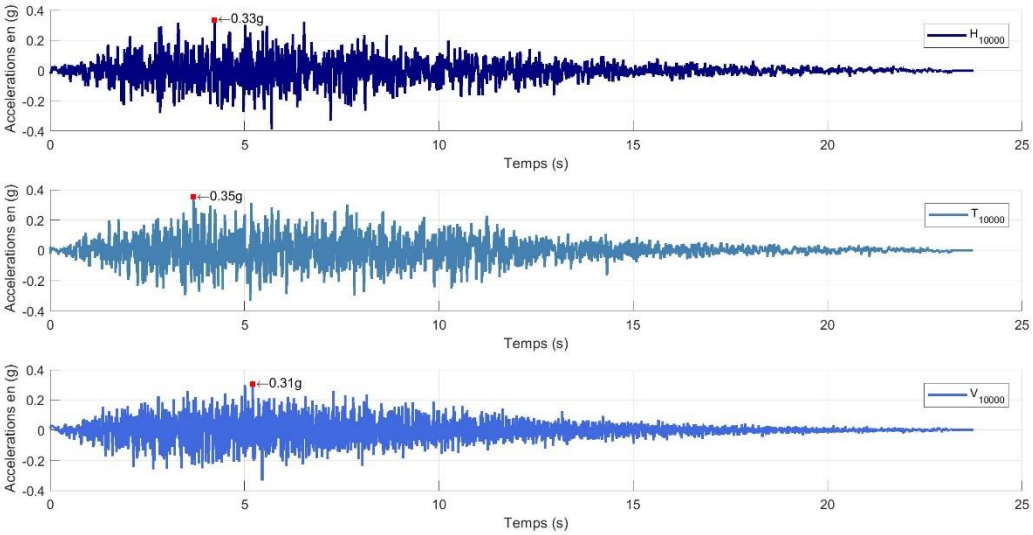
h) Alimentation électrique le long du pont des treuils



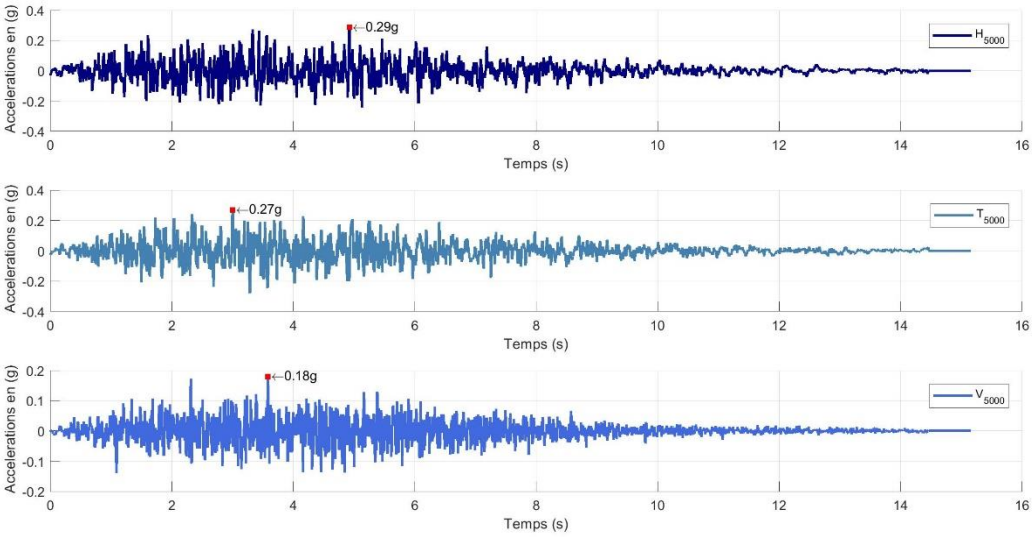
i) Alimentation électrique (autre vue)

ANNEXE C ACCÉLÉROGRAMMES LONGITUDINAUX, TRANSVERSAUX ET VERTICAUX POUR LES PÉRIODES DE RETOUR [200, 500, 1 000, 2 500, 5 000, 10 000 ANS]

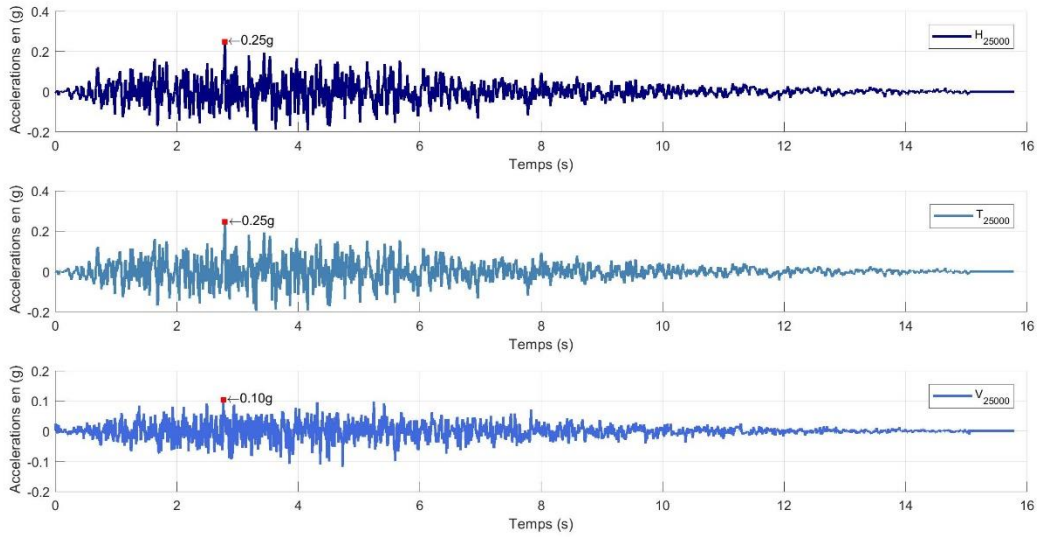
- T = 10 000 ans



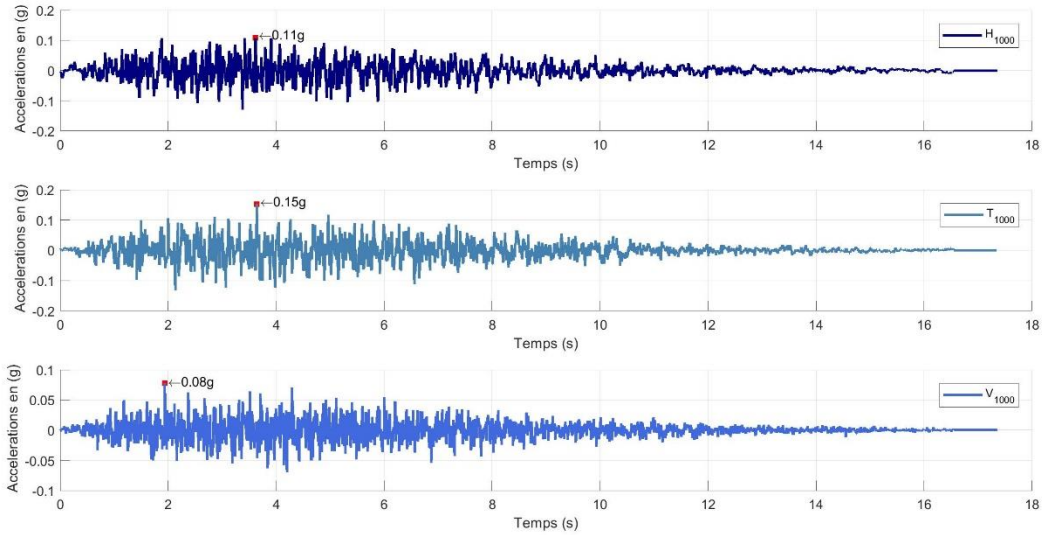
- T = 5 000 ans



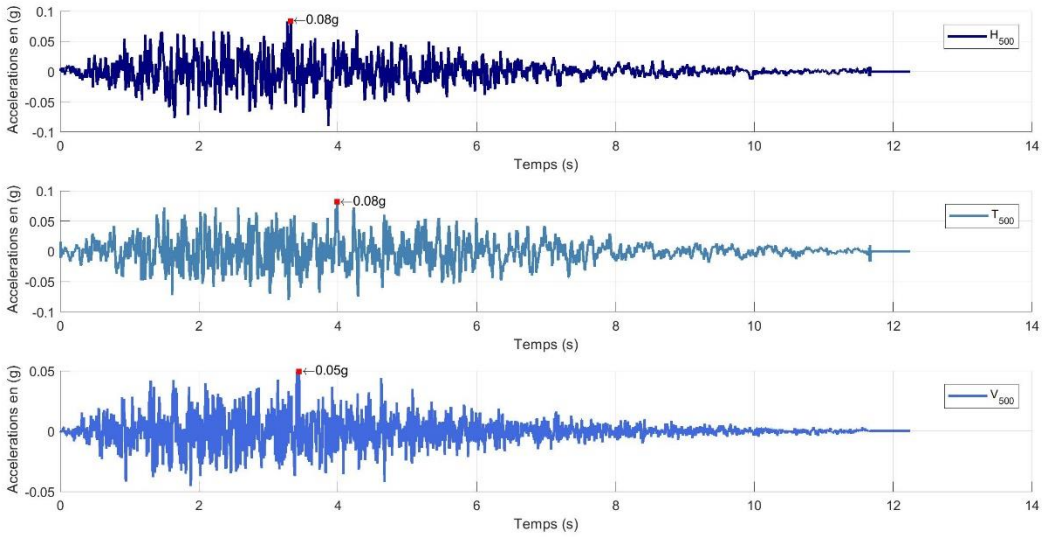
- T = 2 500 ans



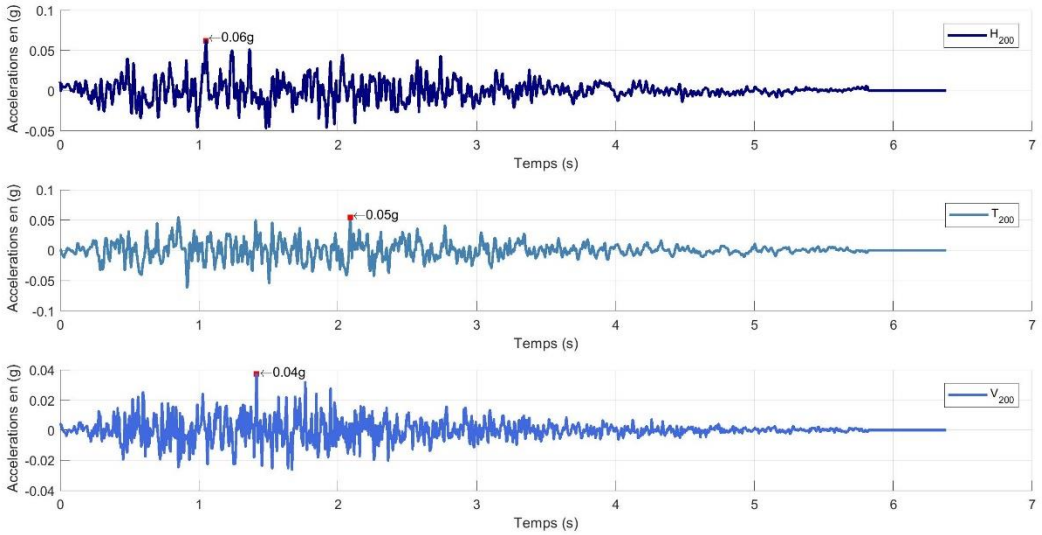
- T =1 000 ans



- T = 500 ans



- T = 200 ans



ANNEXE D COMPARAISON DES PERIODES DE VIBRATION EN FONCTION DU MODULE DE DEFORMATION DU BETON

Il s'agit d'une comparaison de la valeur da période de retour (T) en fonction un module de déformation du béton E_C selon l'analyse modale menée sur SAP2000 et la formule de Fenves et Chopra (1984). La période extraite de l'analyse modale extraite est la période fondamentale de la sous-structure en béton dans la direction amont-aval.

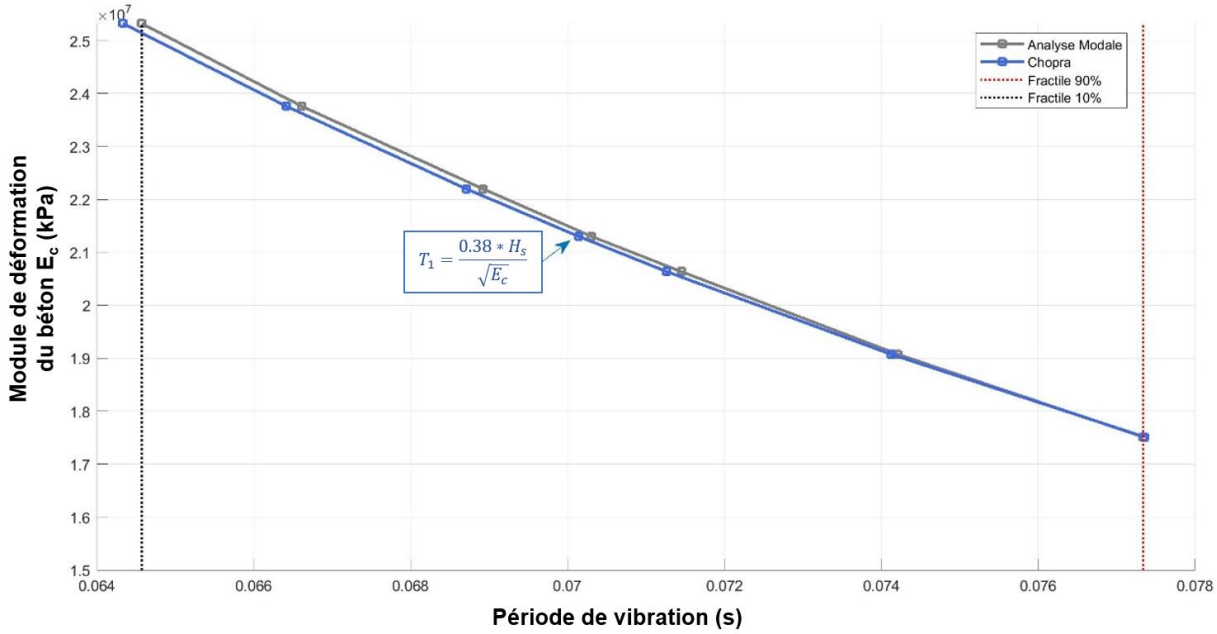


Figure D.1 : Évolution de la période de vibration fondamentale amont-aval en fonction du module de déformation du béton.

La Figure D.1 illustre que les prédictions de la formule de Chopra et Fenves, pourtant développées pour un barrage poids en béton, sont très porches des périodes de l'évacuateur de crue déterminées par analyse de Ritz.

ANNEXE E DETAILS DES CALCULS DU PDF DE CRUE

Tableau E.1 : Application de la méthode de (Fouhy & Ríos Bayona, 2014) pour la modélisation du PDF d'une crue extrême.

Données de base		**Paramètres de comportement utilisés sont issues de US Corps Engineer*				**P(de>0)**	9.81E-03
DG (m)	96.94	*Évacuateur 1 à 5*		*Au dessus des vannes*		**P(0<de<8.5|de>0)**	8.07E-01
g (m/s^2)	9.81	Largeur libre (m)	15.240	Largeur (m)	99.05	**P(de>8.5|de>0)**	1.93E-01
Q(II)	2210	Niveau spillway (m)	90.000	Seuil (m)	98.5		
		Niveau maximum vanne (m)	98.500	μ*	0.6		
		a paramètre (m)	8.500				
		μ_{1*}	0.540				
		μ_{2*}	0.441				

Hauteur (m)	d_e (m)	Niveau d'eau (m)	Q(1+2) (m^3/s)	Niveau d'eau (m)	Q(4) (m^3/s)	Qtot (m^3/s)	T (an)	P(X>=T)	P(d_e>side>0)	1-P(d_e>s/s>0)
94.250	0.00	4.250	1063.5	0	0	1063.5	9	1.09E-01		
94.5	0.00	4.5	1158.7	0	0	1158.7	11	8.94E-02		
94.75	0.00	4.75	1256.6	0	0	1256.6	14	7.29E-02		
95	0.00	5	1357.1	0	0	1357.1	17	5.91E-02		
95.25	0.00	5.25	1460.2	0	0	1460.2	21	4.77E-02		
96.94	0.00	6.94	2219.3	0	0	2219.3	102	9.81E-03	1.00E+00	0.000
96.95	0.01	6.95	2224.1	0	0	2224.1	103	9.71E-03	9.90E-01	0.010
96.96	0.02	6.96	2228.9	0	0	2228.9	104	9.61E-03	9.80E-01	0.020
96.97	0.03	6.97	2233.7	0	0	2233.7	105	9.52E-03	9.70E-01	0.030
96.98	0.04	6.98	2238.5	0	0	2238.5	106	9.42E-03	9.61E-01	0.039
96.99	0.05	6.99	2243.3	0	0	2243.3	107	9.33E-03	9.51E-01	0.049
97	0.06	7	2248.1	0	0	2248.1	108	9.24E-03	9.42E-01	0.058
97.05	0.11	7.05	2272.2	0	0	2272.2	114	8.78E-03	8.95E-01	0.105
97.06	0.12	7.06	2277.1	0	0	2277.1	115	8.70E-03	8.87E-01	0.113
97.07	0.13	7.07	2281.9	0	0	2281.9	116	8.61E-03	8.78E-01	0.122
97.08	0.14	7.08	2286.8	0	0	2286.8	117	8.52E-03	8.69E-01	0.131
97.09	0.15	7.09	2291.6	0	0	2291.6	119	8.44E-03	8.60E-01	0.140
97.1	0.16	7.1	2296.5	0	0	2296.5	120	8.35E-03	8.51E-01	0.149
97.11	0.17	7.11	2301.3	0	0	2301.3	121	8.27E-03	8.43E-01	0.157
97.12	0.18	7.12	2306.2	0	0	2306.2	122	8.18E-03	8.34E-01	0.166
97.13	0.19	7.13	2311.0	0	0	2311.0	123	8.10E-03	8.26E-01	0.174
97.14	0.20	7.14	2315.9	0	0	2315.9	125	8.02E-03	8.18E-01	0.182
97.39	0.45	7.39	2438.6	0	0	2438.6	161	6.21E-03	6.33E-01	0.367
97.64	0.70	7.64	2563.4	0	0	2563.4	209	4.79E-03	4.88E-01	0.512
97.89	0.95	7.89	2690.2	0	0	2690.2	272	3.68E-03	3.75E-01	0.625
98.14	1.20	8.14	2819.1	0	0	2819.1	356	2.81E-03	2.87E-01	0.713
98.5	1.56	8.5	3008.1	0	0	3008.1	528	1.90E-03	1.93E-01	0.807
98.6	1.66	8.6	3061.4	0.1	5.5	3066.9	596	1.68E-03	1.71E-01	0.829
98.7	1.76	8.7	3114.9	0.2	15.7	3130.6	681	1.47E-03	1.50E-01	0.850
98.8	1.86	8.8	3168.8	0.3	28.8	3197.6	783	1.28E-03	1.30E-01	0.870
98.9	1.96	8.9	3223.0	0.4	44.4	3267.3	905	1.10E-03	1.13E-01	0.887
99	2.06	9	3277.4	0.5	62.0	3339.4	1052	9.50E-04	9.69E-02	0.903
99.1	2.16	9.1	3332.2	0.6	81.5	3413.7	1228	8.14E-04	8.30E-02	0.917
99.2	2.26	9.2	3387.3	0.7	102.7	3490.0	1440	6.94E-04	7.08E-02	0.929
99.3	2.36	9.3	3442.7	0.8	125.4	3568.1	1695	5.90E-04	6.02E-02	0.940
99.4	2.46	9.4	3498.3	0.9	149.7	3648.0	2002	5.00E-04	5.09E-02	0.949
99.5	2.56	9.5	3554.3	1	175.3	3729.6	2373	4.21E-04	4.30E-02	0.957
99.6	2.66	9.6	3610.6	1.1	202.3	3812.8	2822	3.54E-04	3.61E-02	0.964
99.7	2.76	9.7	3667.1	1.2	230.5	3897.6	3367	2.97E-04	3.03E-02	0.970
99.8	2.86	9.8	3724.0	1.3	259.9	3983.9	4030	2.48E-04	2.53E-02	0.975
99.9	2.96	9.9	3781.1	1.4	290.4	4071.6	4838	2.07E-04	2.11E-02	0.979
100	3.06	10	3838.6	1.5	322.1	4160.7	5825	1.72E-04	1.75E-02	0.982
100.1	3.16	10.1	3896.3	1.6	354.8	4251.1	7033	1.42E-04	1.45E-02	0.986

ANNEXE F COMMENTAIRES SUR LE CALCUL DU SPECTRE PAR INTERPOLATION LINEAIRE

Des informations supplémentaires pour le calcul du spectre dans les courtes périodes sont décrites au commentaire J du guide utilisateur du CNB 2015. Ce sont les informations décrites au tableau ci-après. Pour les autres périodes du spectre, le lecteur intéressé peut se référer directement au CNB 2015.

Tableau F.1 : Accélérations spectrales selon les recommandations du CNB 2015 (CNRC, 2015).

T (s)	S(T) (g)
0	F(PGA).PGA
0.05	F(0.05).S(0.05)
0.1	F(0.1).S(0.1)
0.2	F(0.2).S(0.2)
0.3	F(0.3).S(0.3)

Avec

- F(T) les coefficients d'emplacements.
- S(T) les réponses spectrales de l'accélération au risque uniforme avec un amortissement de 5% calculables sur le site web Séismes Canada.

Les coefficients d'emplacement proposés pour un site de Classe A (roc) par le CNB 2015 sont présentés au Tableau F.2.

Tableau F.2 : Coefficients d'emplacement pour un sol de classe A (roc) selon les recommandations du CNB 2015 (CNRC, 2015).

T (s)	F(T)
0	0.9
0.05	1.02
0.1	0.83
0.2	0.69
0.3	0.62
0.5	0.57
1	0.57
2	0.58
5	0.61

ANNEXE G COMPARAISON DE L'INFLUENCE D'UNE DISTRIBUTION NORMALE OU LOGNORMALE POUR LE COEFFICIENT DE FRICTION « RÉSIDUEL »

1. Dans la littérature, pour des valeurs de friction résiduelles, l'ensemble des études utilise une distribution normale.

2. Influence sur les fractiles pour le diagramme Tornado et sur LHS

Tableau G.1 : Comparaison des fractiles à 1, 10, 90 et 99% selon les lois normale et lognormal pour les paramètres de résistance au cisaillement.

	Coefficient de friction		Angle de friction	
Fractiles (%)	Lognormal	Normal	Lognormal	Normal
1	0.82	0.81	39	39
10	0.85	0.85	40	40
90	0.94	0.95	43	44
99	0.98	0.99	45	45

L'influence de la distribution sur les résultats est presque négligeable sur le calcul des fractiles. Ceci est confirmée par l'allure des PDF des deux courbes. On remarque que l'axisymétrie caractéristique d'une loi lognormale est très faible. Ceci est principalement dû à la faible variabilité du paramètre car le coefficient de variation n'est que de 4%. En effet, pour un coefficient de variation de 20%, un décalage vers la gauche est observé et des différences importantes apparaissent dans les queues de distribution. Ce n'est pas le cas pour notre exemple.

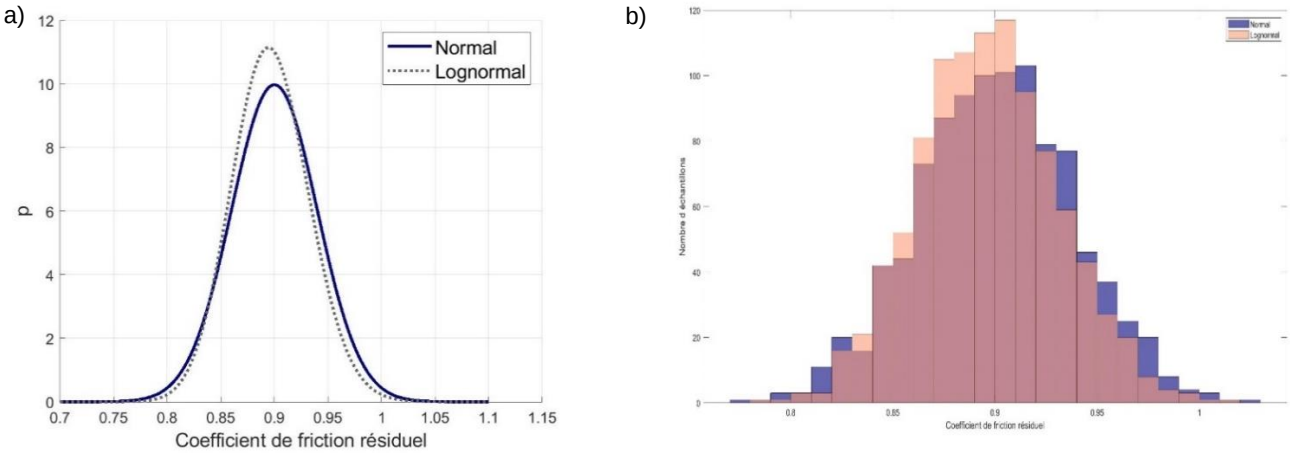


Figure G.1 : a) PDF et b) histogramme du LHS du coefficient de friction pour loi normale ou lognormale

L'histogramme LHS de la Figure G.1b) caractérise la distribution des valeurs confirme la proximité des deux distributions. De plus, la troncature garantit une valeur supérieure à 0.4 soit 22° et inférieur à 70°, deux bornes de valeurs impossibles physiquement pour le cas résiduel. Il est possible de compléter cette analyse par l'évaluation de l'axisymétrie avec le calcul du coefficient de Skewness ainsi qu'une mesure de l'aplatissement avec le kurtosis normalisé de la distribution lognormale :

$$\gamma_1 = (\exp(\sigma^2) + 2)\sqrt{\exp(\sigma^2) - 1} = +\,0.13$$

$$\gamma_2 = \exp(4\sigma^2) + 2\exp(3\sigma^2) + 3\exp(2\sigma^2) - 6 = 0.03 \sim 0$$

Pour les valeurs prises, le coefficient de Skewness est proche de zéro, la symétrie de la distribution est donc proche d'une loi normale et peut être approximé comme quasi symétrique. La même constatation est faite pour le kurtosis normalisé qui est presque égal à zéro, donc l'effet de l'aplatissement d'une loi lognormale est très proche de celui d'une loi normale.

Ainsi, à la lumière de l'ensemble des caractéristiques des deux distributions, le choix d'une loi normale ou lognormale pour la distribution de la friction résiduelle importe peu.

ANNEXE H VERIFICATION DES ANCRAGES : EXEMPLES DE CALCULS

Cette annexe présente un exemple de calcul des ancrages à la base des tours. L'ensemble des cas de défaillance a été envisagé et seul le cas le plus critique est illustré ici. Il s'agit de la résistance en traction et en cisaillement des boulons.

- Traction T_r

$$T_r = N\phi_b A_n F_{ulb,b} R_{traction} = 203\ kN$$

Avec N=1 (nombre de boulons), ϕ_b =1 (coefficient de résistance du boulon), $A_n = 0.7A_b = 798\ mm^2$ (aire nette du boulon), $F_{ulb,b}$ = 317 MPa (valeur inférieure de la résistance ultime en traction du boulon) et $R_{traction}$ = 0.8 pour un comportement ductile.

- Cisaillement

$$V_r = 0.6N\phi_b F_{ulb,b} R_{cisaillement} = 114\ kN$$

Avec $R_{traction}$ = 0.75 pour un comportement ductile.

- Ratio Demande/Capacité

$$R_{anc} = \frac{T_f}{T_r} + \frac{V_f}{V_r}$$

Un exemple de calcul du ratio pour un séisme de 2500 ans en fonction du temps. Les valeurs sont vraiment trop critiques pour être considérées dans une analyse de sensibilité.

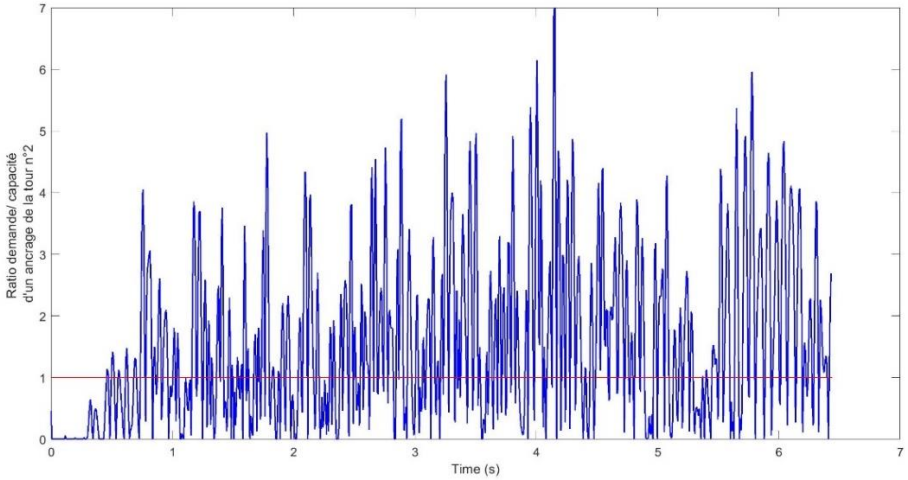


Figure H.1 : Évolution du ratio demande/capacité d'un ancrage central pendant un séisme SMD (période de retour de 2500 ans).

ANNEXE I SCENARIO D'UN SÉISME OBE COMBINÉ AVEC UN ÉPISODE DE CRUE

Le dernier scenario développé présente la combinaison d'un séisme OBE avec un épisode de crue d'intensité moyenne à élevée. Il s'agit du scenario le plus critique envisageable et peut être qualifié de « théorique » car il est peu probable que ces deux aléas se produisent simultanément. Les résultats sont donc à voir comme une borne supérieure des scenarii. Les caractéristiques de l'épisode de crue envisagé sont listées au tableau ci-dessous et les hauteurs d'eau sont comparées aux limites proposées dans le livre de référence de l'ouvrage.

Tableau I.1 : Valeurs des fractiles à 10, 50 et 90% des VA de crue.

	Fractile 10%	Médiane 50%	Fractile 90%
de (m)	0.11	0.65	2.00
He (m)	97.05	97.59	98.94
T_crue (ans)	100	200	1000
Commentaires	Entre H_{wrl} = 96.94 m et H_{wmax} = 97.54 m	Entre H_{wmax} = 97.54 m et $H_{max,critique}$ = 98.14 m	Supérieure à la hauteur des vannes H_{vannes}= 98.44 m

Légende : H_{wrl} : niveau normal d'exploitation ; H_{wmax} : niveau maximum d'exploitation ; $H_{max,critique}$: niveau maximum critique

Le cas étudié présente une résistance au cisaillement résiduel, une troncature des VA telle que définie à la section 3.3.5, des vannes fermées et aucunes charges de glace.

Malgré la sévérité des efforts appliqués, le glissement et l'aire fissurée demeurent nuls comme pour le cas de l'OBE seul. Les autres résultats pertinents sont illustrés aux figures ci-dessous en comparaison avec les valeurs limites du séisme OBE seul.

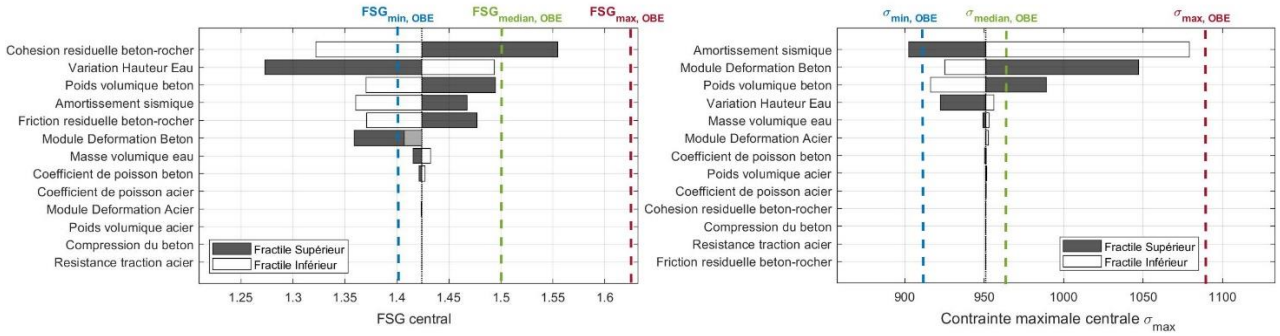


Figure I.1: Diagramme Tornado du FSG et de la contrainte maximale à la base d'un pilier central (séisme ayant une période de retour de 200 ans combiné avec une VA de crue).

Sur la Figure I.1, l'ajout de la crue va diminuer significativement la valeur du FSG qui passe de 1.5 à 1.42 pour la valeur médiane. Ce décalage est aussi valable pour la valeur maximale (resp.

minimale) qui passe de 1.64 à 1.55 (resp. de 1.4 à 1.27). Cette diminution s'explique par l'influence de la hauteur d'eau sur le facteur de sécurité au glissement qui intervient comme la deuxième VA la plus importante après la cohésion résiduelle à la base. Ainsi, plus on augmente la hauteur d'eau, plus la valeur du FSG est réduite. La sensibilité vis-à-vis de la crue est moins forte sur la contrainte maximale et est seulement la 4ème VA d'intérêt. Cela peut s'expliquer par le mode de calcul des deux paramètres : le FSG fait intervenir plusieurs fois les efforts internes dans le calcul de l'aire fissurée puis de la charge axiale et de cisaillement alors que la contrainte ne fait intervenir qu'une seule fois les efforts internes et n'intègre pas le cisaillement amont-aval dans son calcul. Or, il s'agit de l'effort interne qui est directement influencé par l'augmentation de la pression d'eau dans cette direction.

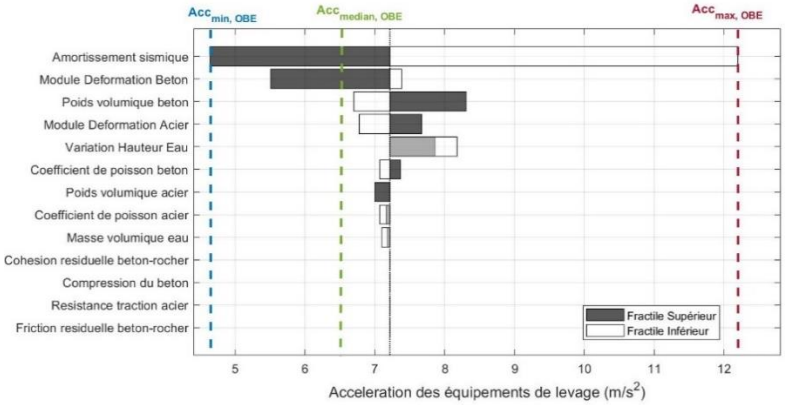
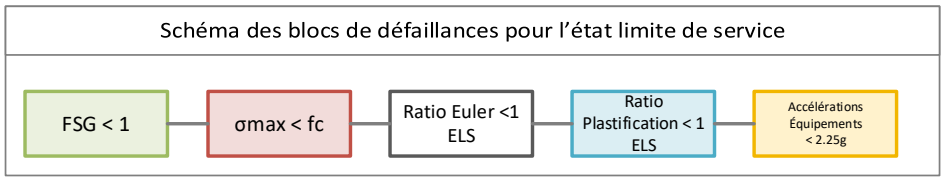


Figure I.2 : Diagramme Tornado de l'accélération d'un équipement de levage (séisme ayant une période de retour de 200 ans combiné avec une VA de crue).

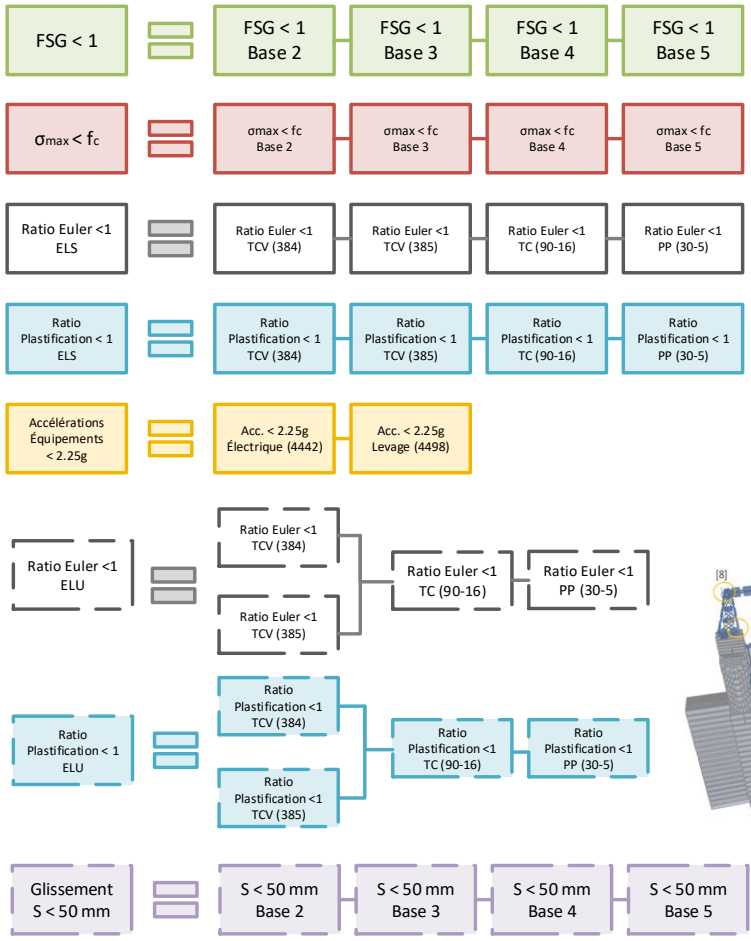
La Figure I.2 présente le diagramme de sensibilité vis-à-vis de l'accélération dans un équipement de levage représentatif situé au niveau de la charpente métallique. La variation d'eau est ici la 5ème VA d'intérêt et les résultats indiquent que les valeurs limites pour fractiles supérieur et inférieur sont inchangés contrairement à l'accélération médiane qui diminue. Cela peut s'expliquer par le comportement fortement non linéaire de la variation d'eau sur l'accélération monitorée. En effet, les valeurs d'accélérations pour les cas extrêmes des deux fractiles sont très proches contrairement au cas médian.

Ainsi, sur les critères de sorties choisis, malgré une probabilité d'occurrence du scenarii très faible, les effets de la combinaison ne sont pas aussi importants qu'attendus. Cet écart est probablement dû aux choix des critères qui sont principalement à la base de la structure. Une étude sur les effets dans les joints de reprises du béton supérieurs aurait été davantage pertinente.

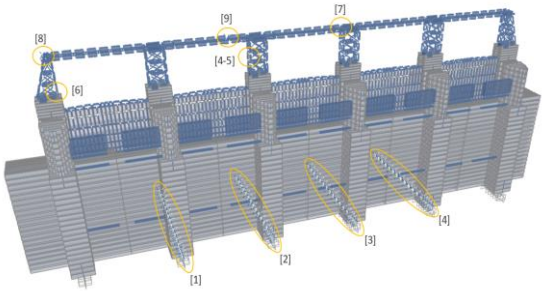
ANNEXE J FORMULATION DU PROBLEME DE FIABILITE : DETAILS DES BLOCS DE DEFAILLANCE

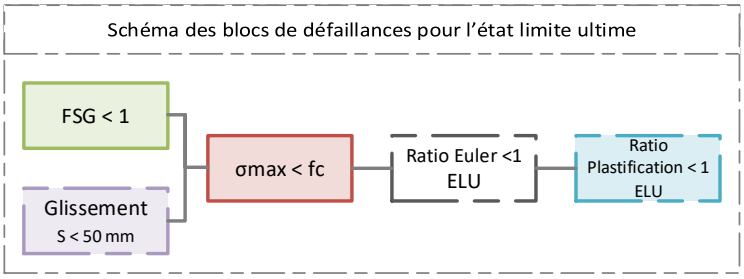


Détails de chaque bloc de défaillance



Légende *: [1 à 4] : Bases (profil de section défini à la figure 3.1). [4-5] : Contreventement des tours. [6] : Colonne de tour. [7] : poutre du pont. [8] : Équipement électrique. [9] : Équipement de levage.*





Légende *: ELS : État limite de service T : tour de la charpente, P : pont de la charpente, CV : contreventement, C : colonne, P : Poutre. Les numéros sont les labels du modèle EF. ELU : État limite ultime*

ANNEXE K VALIDATION DE L'ÉCHANTILLONNAGE LHS POUR LE CAS DE DISTRIBUTIONS TRONQUÉES

1. Moyennes et écart-type des distributions

Tableau K.1 : Moyenne et écart-type des 6 VA sélectionnées de l'échantillonnage LHS avec troncature des PDF.

VA	E_c (kPa)	γ_c (kN/m³)	$\tan(\phi)_{res}$	f_y (kPa)	ξ	c_{res} (kPa)
$\bar{X}$	21394332.2	22.79	0.900	189585	0.03771762	76.00
$\bar{X}_{th}$	21200000	22.79	0.900	189585	0.035	76.00
Écart Relatif (%)	0.9%	0.0%	0.0%	0.0%	7.8%	0.0%
σ	2978307	0.775	0.04	15165	0.02	15.22
σ_{th}	3180000	0.775	0.04	15167	0.02	15.20
Écart ou Écart Relatif (%)*	-6.3%	0.0%	0.00	0.00	-0.2%	0.2%

* Pour des valeurs comprises entre 0 et 1, l'écart absolu est considéré à la place de l'écart relatif

Dans le cas tronquées, l'effet de la troncature est plus marqué pour le module de déformation du béton, notamment à cause de la borne inférieure. Les autres VA sont inchangées.

2. Matrice de corrélation de l'échantillon

Tableau K.2 : Matrice de corrélation des 6 VA sélectionnées de l'échantillonnage LHS avec troncature des PDF.

	E_c	γ_c	$\tan(\phi)_{res}$	f_y	ξ	c_{res}
E_c	1.00	0.75	4E-03	-2E-03	-3E-03	7E-03
γ_c	0.75	1.00	4E-17	-5E-17	-4E-03	3E-03
$\tan(\phi)_{res}$	4E-03	4E-17	1.00	-4E-18	-2E-03	-0.20
f_y	-2E-03	-5E-17	-4E-18	1.00	-8E-04	5E-03
ξ	-3E-03	-4E-03	-2E-03	-8E-04	1.00	-3E-03
c_{res}	7E-03	3E-03	-0.20	5E-03	-3E-03	1.00

Si les termes de corrélations qui doivent être nuls sont plus grands, il n'en reste pas moins de l'ordre de 10^{-3}, ce qui est satisfaisant pour cette étude. Les corrélations entre les propriétés du béton et les VA de résistance au cisaillement sont parfaitement identiques aux corrélations souhaitées.

3. Histogrammes en comparaison avec la distribution théorique (non tronquée)

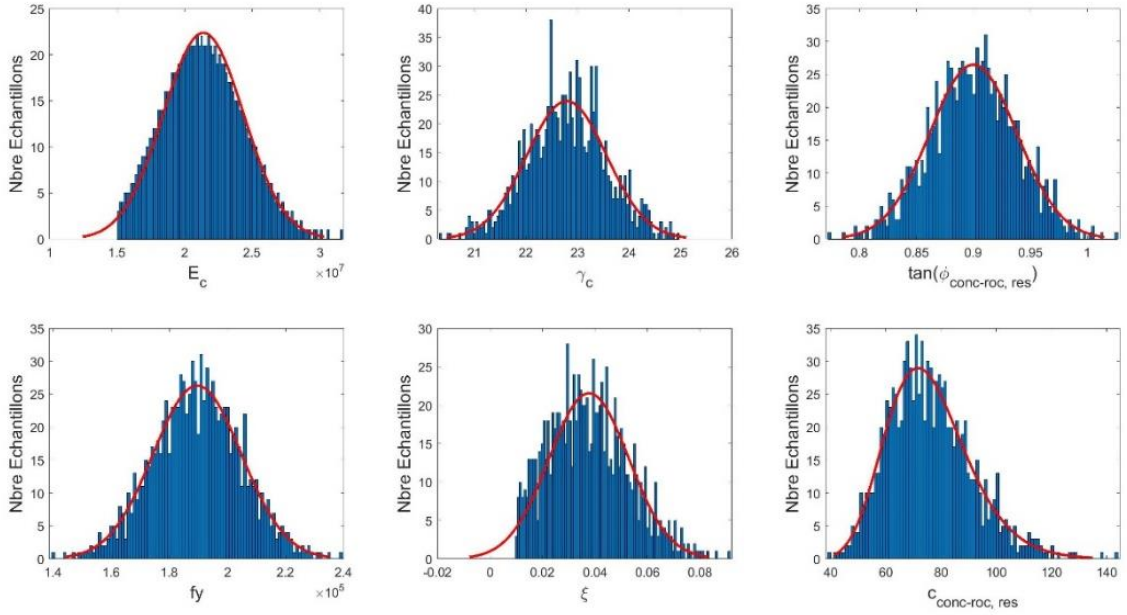


Figure K.1: Histogramme de l'échantillonnage LHS des 6 VA sélectionnées incluant les troncatures des PDF.

ANNEXE L SPECTRE DE RÉPONSE POUR DIFFÉRENTS NIVEAUX D'AMORTISSEMENT POUR LE SEISME DU SAGUENAY (1988)

Les analyses dans ce mémoire sont issues d'un unique accélérogramme artificiel présentant un comportement fortement non linéaire et une grande variabilité à cause de l'amortissement. Cette annexe a pour objectif de montrer que l'accélérogramme utilisé n'est pas un cas isolé. En effet, grâce au logiciel RS-DAM, des spectres de réponses sont générées à partir de l'accélérogramme enregistré pendant le séisme du Saguenay en 1988. L'enregistrement est réalisé à Chicoutimi-Nord.

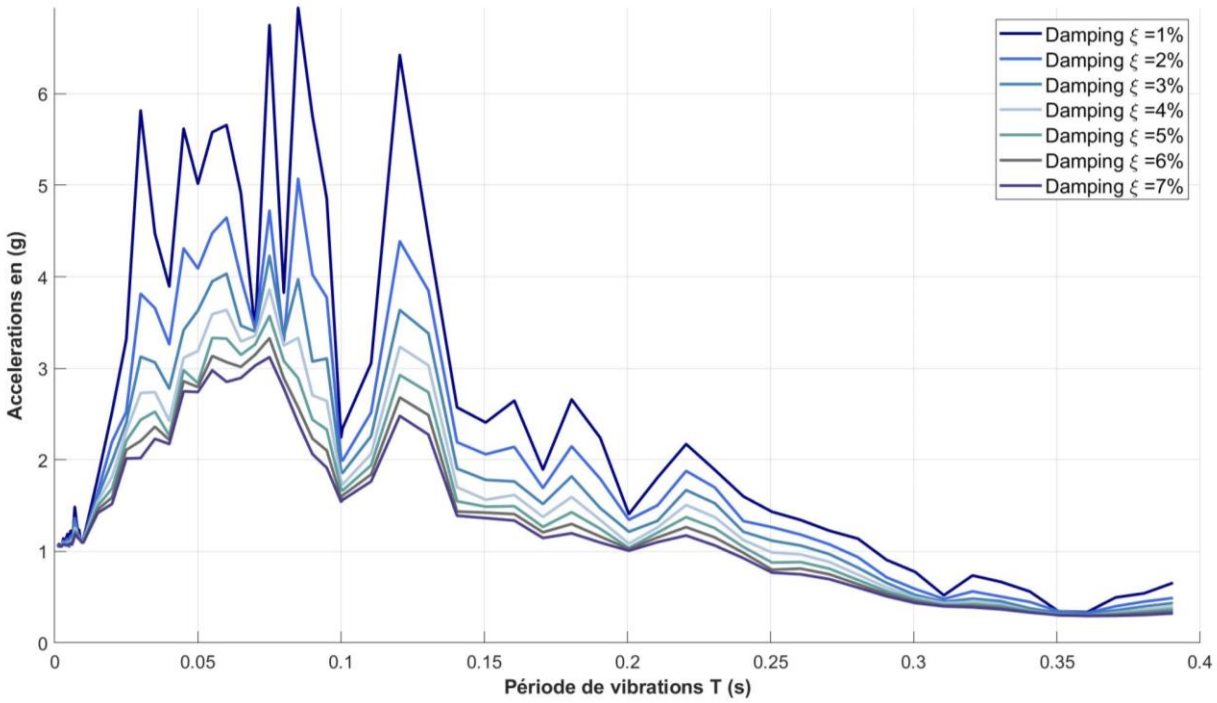


Figure L.1: Spectre de réponse pour différents niveaux d'amortissement pour le seisme du saguenay (1988).

La Figure L.1 présente une forte variabilité qui est accentuée par les faibles amortissements. Comme pour l'accélérogramme artificiel utilisé, le gradient d'accélération est plus important dans les courtes périodes. Ici, le pic est autour de 0.08s contre 0.05s pour notre accélérogramme. Pour des structures fortement rigides, il semble donc pertinent d'inclure l'amortissement dans les analyses.

ANNEXE M UTILISATION DES BOITES À MOUSTACHE (BOXPLOT DANS LA LITTÉRATURE)

Dans un diagramme à moustache, la boîte est définie par des lignes aux valeurs du quartile inférieur (25%), de la médiane (50%) et du quartile supérieur (75%). Les lignes s'étendent à chaque extrémité de la boîte et les valeurs aberrantes ou atypiques indiquent la couverture du reste des données. Les lignes sont tracées à une distance de 1,5 fois l'intervalle interquartile dans chaque direction ou de la limite des données, si la limite des données est inférieure à 1,5 fois l'intervalle interquartile. Les valeurs aberrantes ou atypiques sont des données avec des valeurs situées au-delà des extrémités des lignes en plaçant un signe "+" pour chaque point. Les autres valeurs sont superposées comme des cercles de couleur différentes.

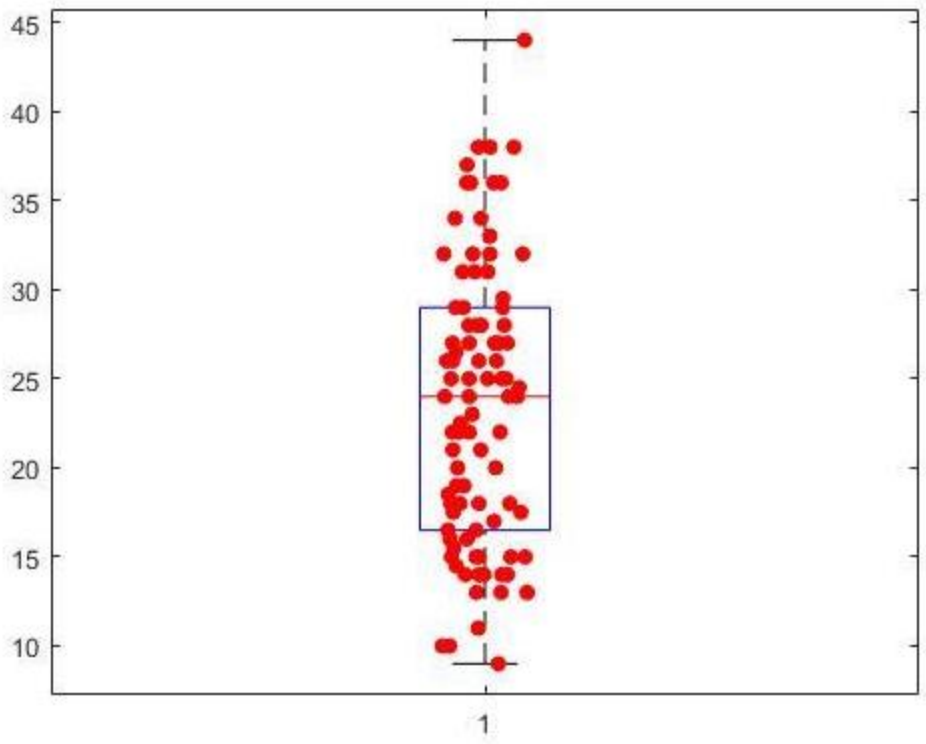


Figure M.1: Exemple de boite à moustache générée sous Matlab.

ANNEXE N POLYNOMIAL CHAOS EXPANSION : REVUE THÉORIQUE EN BREF

La technique de métamodélisation par *Polynomial Chaos Expansion* (PCE) a émergé dans les années 2000. Une revue de littérature complète a été réalisé par Sudret, B. (2012) ou Kroetz et al. (2017). La première hypothèse du PCE est de considérer que la variable de sortie Y a une variance finie de sorte qu'il est possible d'exprimer Y en fonction d'une série tronquée à p-1 terme :

$$Y = \sum_{\alpha \in \mathbb{N}^{\mathcal{M}}} y_\alpha * \Psi_\alpha(X) \approx \sum_{j=0}^{p-1} y_j \psi_j(X) \; avec \begin{cases} y_\alpha \; les\; coefficients \text{ à } calculer \\ \Psi_\alpha(X) \; la\; base\; de\; polynomes\; multivariés\; de\; X \\ p\; le\; nombre\; de\; degré\; maximal \end{cases}$$

La construction de la base $\Psi_\alpha(X)$ commence par les *polynômes orthonormés univariés* $\phi_k^{(i)}(x_i)$ construits tel qu'ils satisfassent la condition d'orthonormalisation $\left\langle \phi_k^{(i)}(x_i), \phi_j^{(i)}(x_i) \right\rangle = \delta_{kj}$. En pratique, les polynômes du Tableau N.1 satisfont cette condition pour les distributions de VA principales (Iskandarani, Srinivasan, & Thacker, 2013).

Tableau N.1: Polynômes orthonormés en fonction des distributions des VA en entrée (Iskandarani et al., 2013).

ξ-distribution	Domain	weight $\rho(\xi)$	basis $\psi_k(\xi)$	parameter
Gauss	$(-\infty, \infty)$	$\frac{e^{-\frac{\xi^2}{2}}}{\sqrt{2\pi}}$	Hermite	none
Gamma	$(0, \infty)$	$\frac{\xi^\alpha e^{-\xi}}{\Gamma(\alpha+1)}$	Laguerre	$\alpha > 1$
Beta	$[-1, 1]$	$\frac{(1+\xi)^\alpha (1-\xi)^\beta}{2^{\alpha+\beta+1} B(\alpha+1, \beta+1)}$	Jacobi	$\alpha, \beta > 1$
Uniform	$[-1, 1]$	$\frac{1}{2}$	Legendre	none

Les polynômes multivariés $\Psi_\alpha(X)$ sont ensuite assemblés selon le produit tensoriel des composantes univariés $\Psi_\alpha(X) = \prod_{i=1}^{M} \phi_{\alpha_i}^{(i)}(x_i)$ où M est le nombre de VA d'entrées.

Il s'agit ensuite de calculer les coefficients α_i selon la méthode des moindres carrés (d'autres méthodes existent comme la méthode de projection). À partir du jeu de données d'entrées, le meilleur jeu de coefficient est défini tel que (Berveiller, Sudret, & Lemaire, 2006) :

$$\hat{y} = \arg\min \mathbb{E}[\left(y^T \psi(X) - \mathcal{M}(X)\right)^2]$$

Pour le choix du degré de l'étude, la plage de valeur recommandée par Sudret (2014) est comprise entre 3 et 5 pour des métamodèles en pratique.

ANNEXE O DÉVELOPPEMENT D'ANALYSES MULTICRITÈRES PAR AGRÉGATION POUR LA SÉLECTION DES VA

Tableau O.1 : Détails de l'analyse multicritère conduite avec calculs intermédiaires et classement final

1. Tableau des poids normalisés des critères

Critère	Description	Poids	Poids normalisé
1	FSG	20	0.2
2	Glissement	20	0.2
3	Contraintes	15	0.15
4	Acc. Levage	12.5	0.125
5	Acc. Équipement	12.5	0.125
6	Euler	10	0.1
7	Plastification	10	0.1
	Somme obtenue	**100**	**1**

2. Tableau des performances selon les 7 critères

Paramètres (à classer)	FSG	Glissement	Contraintes	Acc. Levage	Acc. Équipement	Euler	Plastification
Ec	0.57	0.36	0.22	0.36	0.31	0.88	0.31
Est	0.00	0.00	0.01	0.12	0.03	0.10	0.29
Nc	0.06	0.03	0.10	0.08	0.02	0.02	0.02
Nst	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ϒc	0.53	0.63	0.11	0.14	0.01	0.03	0.12
ϒst	0.01	0.00	0.00	0.03	0.01	0.02	0.03
Pw	0.02	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
tan(φconc-rock)_res	0.37	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fy	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.00
f'c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ξ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.79	1.00
c_conc-rock_res	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3. Classement et sélection

Paramètres	R(a) : Critère agrégé	Rang	Critère (2)	Critère (1)	Critère (3)	Bilan
Ec	**0.42**	**2**	x			**2**
Est	**0.06**	**5**				**7**
Nc	**0.05**	**6**				**8**
Nst	**0.00**	**11**				**11**
ϒc	**0.28**	**3**	x			**3**
ϒst	**0.01**	**9**				**10**
Pw	**0.02**	**8**				**9**
tan(φconc-rock)_res	**0.14**	**4**		x		**4**
Fy	**0.04**	**7**	x			**5**
f'c	**0.00**	**12**				**12**
ξ	**0.98**	**1**	x			**1**
c_conc-rock_res	**0.01**	**10**			x	**6**

6 premières VA sans autres critères

ANNEXE P COMPARAISON DU GLISSEMENT ET DU FACTEUR DE SÉCURITÉ POUR UNE AIRE CUMULÉE OU NON

Dans le calcul du glissement pour une résistance de cisaillement à la base, une hypothèse conservatrice a été faite de considérer une aire de fissuration qui cumulent la fissuration au cours du temps. Cette annexe a pour but de voir l'influence de cette hypothèse en comparaison avec l'utilisation de l'aire fissurée instantanée.

Un ordre grandeur admis est qu'en condition résiduelle, 20% de l'aire totale est mobilisable et intervient de fait dans le terme cohésif stabilisateur c*Anc. Or, ce terme cohésif représente environ 10% du terme de friction (P – U) *tan(φ). Cela se traduit dans les résultats qui sont présentés au Tableau P.1 et à la Figure P.1.

Tableau P.1 : Principaux résultats selon la prise en compte de la cumulation de l'aire fissurée.

	Méthode d'aire cumulée	Méthode d'aire non cumulée
FSG	0.64	0.81
Glissement (mm)	16.70	11.16
Ac_{max}	100%	45%

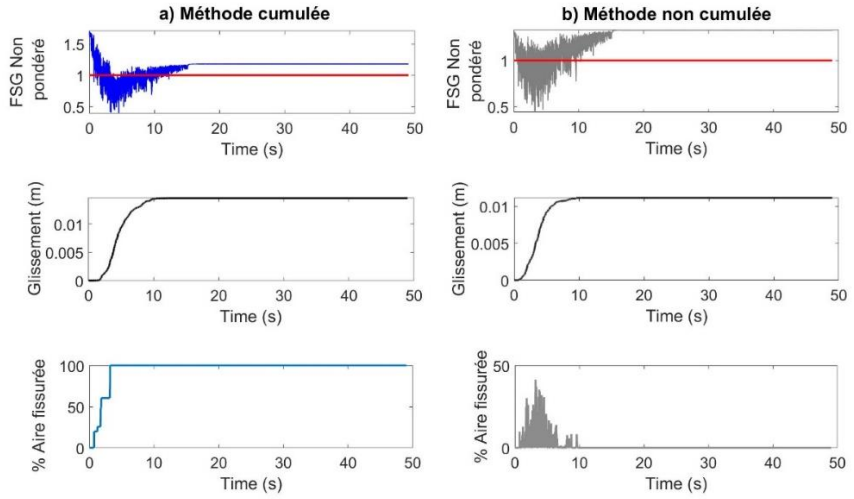
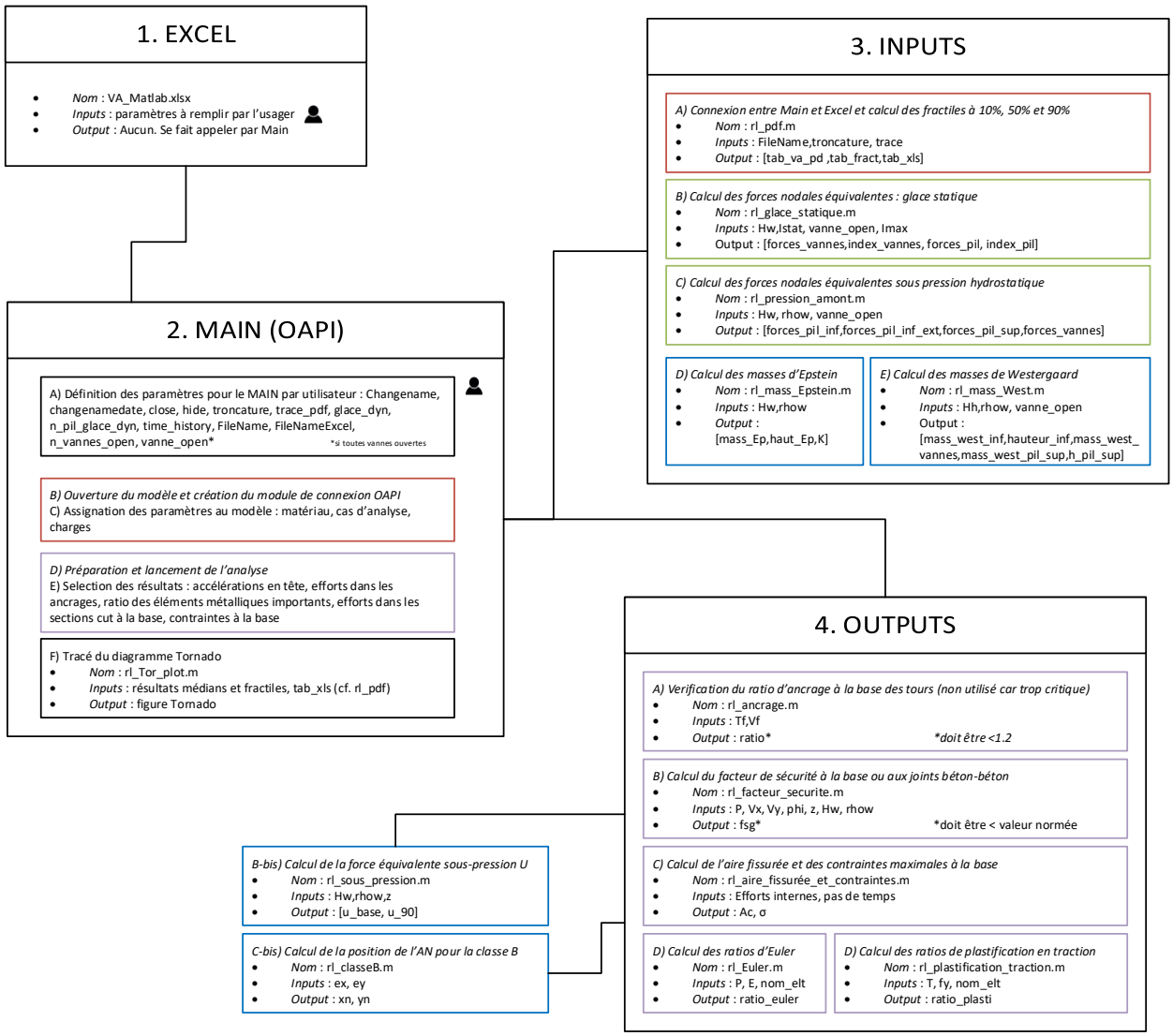


Figure P.1: Comparaison du FSG, du glissement et de l'aire fissurée selon la prise en compte de la cumulation de l'aire fissurée.

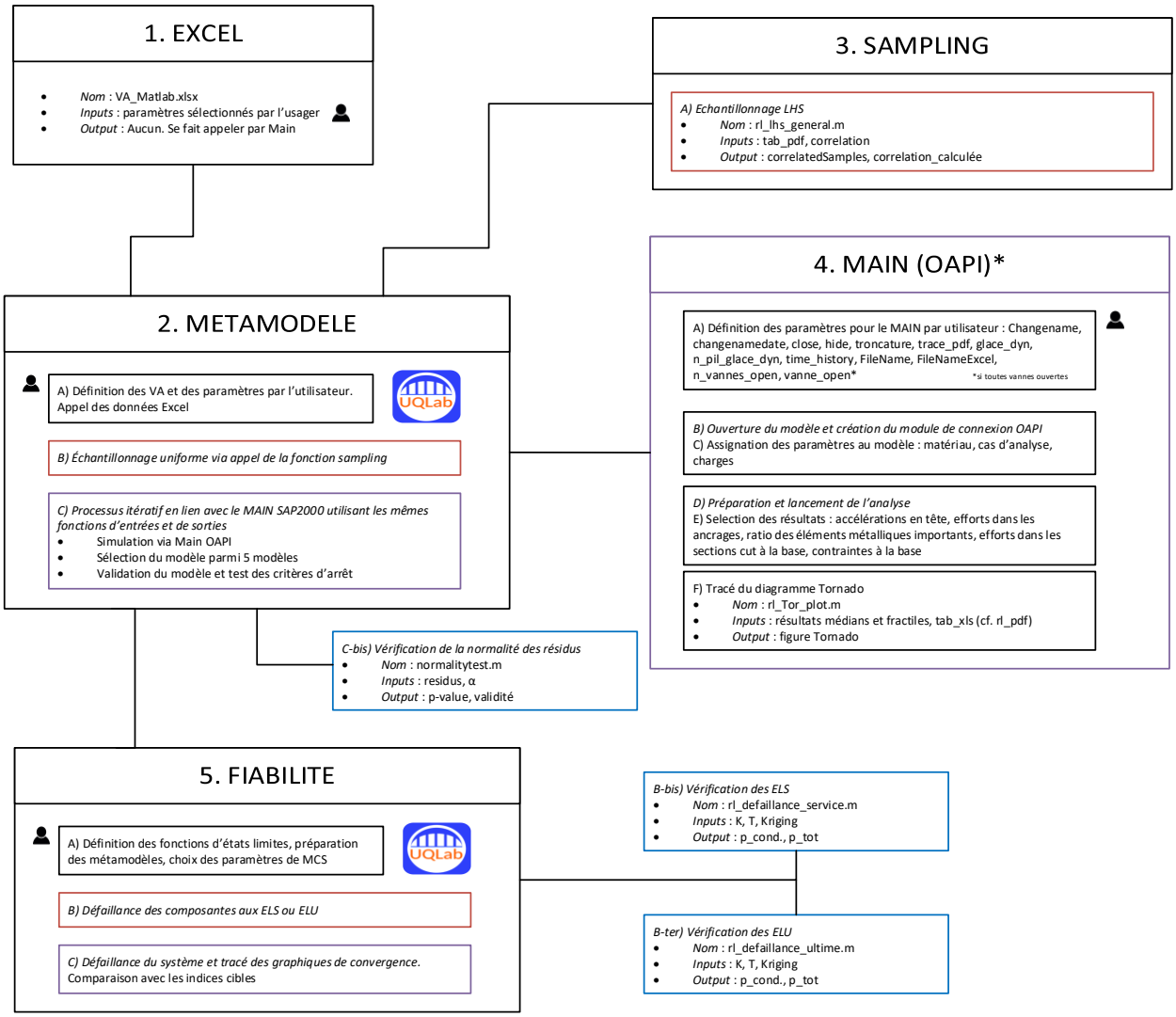
Les différences entre les deux méthodes sont faibles grâce à la petite valeur de cohésion. L'hypothèse d'une aire cumulative et non instantanée est justifiée car elle est dans le sens de la sécurité. Ce choix se justifie également par l'incertitude de calcul de l'aire fissurée qui est prise sans itérer. Enfin, cela permet d'utiliser une unique méthode pour les calculs au pic et résiduels.

ANNEXE Q ARCHITECTURE DU CODE MATLAB UTILISÉ

Partie 1 : Diagramme Tornado



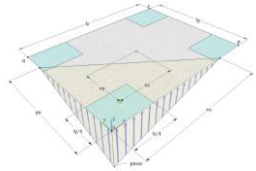
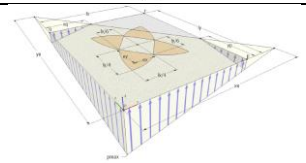
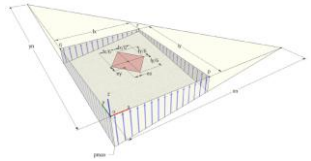
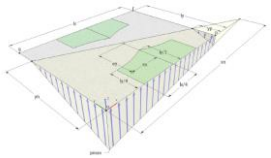
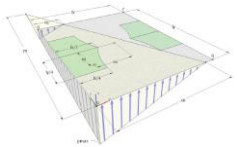
Partie 2 et 3 : Construction du métamodèle et fiabilité



**Le Main OAPI de la partie 2 et 3 utilise les fonctions Inputs et Outputs de la partie 1 avec certaines variables prises de manière déterministes.*

ANNEXE R CONTRAINTES MAXIMALES ET AUX QUATRE COINS DE LA SECTION

Tableau R.1: Contraintes maximales dans le béton selon les cinq classes proposées.

Classe	Calcul de la contrainte maximale σ_{max}	Contraintes aux autres coins	Schéma de la distribution
A	$p_{max} = \dfrac{3.p_m}{8.\left(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_x \rvert}{l_x}\right).\left(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}\right)}$	$p_p = p_q = p_r = p_{min} = 0$	
B	$p_{max} = \dfrac{6.p_m.\frac{l_x}{x_n}.\frac{l_y}{y_n}}{1-\left(1-\frac{l_x}{x_n}\right)^3-\left(1-\frac{l_y}{y_n}\right)^3}$	$p_p = p_{max}\left(1 - \dfrac{l_x}{x_n}\right), \quad p_q = p_{max}\left(1 - \dfrac{l_y}{y_n}\right)$ $p_r = 0$	
C	$p_{max} = p_m.(1 + 6.\dfrac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + 6.\dfrac{\lvert e_y \rvert}{l_y})$	$p_p = p_m.\left(1 - 6.\dfrac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + 6.\dfrac{\lvert e_y \rvert}{l_y}\right), \quad p_q = p_m.(1 + 6.\dfrac{\lvert e_x \rvert}{l_x} - 6.\dfrac{\lvert e_y \rvert}{l_y})$ $p_r = p_{min} = p_m.(1 - 6.\dfrac{\lvert e_x \rvert}{l_x} - 6.\dfrac{\lvert e_y \rvert}{l_y})$	
D	$p_{max} = \dfrac{p_m}{3}.\left(2 - \sqrt{1 - 12.\dfrac{e_x^2}{l_x^2}}\right).(1 + 6.\dfrac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + \sqrt{1 - 12.\dfrac{e_x^2}{l_x^2}})/(\dfrac{1}{2} - \dfrac{\lvert e_y \rvert}{l_y})$	$p_p = \frac{p_m}{3}.\left(2 - \sqrt{1 - 12.\frac{e_x^2}{l_x^2}}\right).(1 - 6.\frac{\lvert e_x \rvert}{l_x} + \sqrt{1 - 12.\frac{e_x^2}{l_x^2}})/(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_y \rvert}{l_y}).$ $p_q = p_r = 0.$	
E	$p_{max} = \dfrac{p_m}{3}.\left(2 - \sqrt{1 - 12.\dfrac{e_y^2}{l_y^2}}\right).\left(1 + 6.\dfrac{\lvert e_y \rvert}{l_y} + \sqrt{1 - 12.\dfrac{e_y^2}{l_y^2}}\right)/(\dfrac{1}{2} - \dfrac{\lvert e_x \rvert}{l_x})$	$p_q = \frac{p_m}{3}.\left(2 - \sqrt{1 - 12.\frac{e_y^2}{l_y^2}}\right).\left(1 - 6.\frac{\lvert e_y \rvert}{l_y} + \sqrt{1 - 12.\frac{e_y^2}{l_y^2}}\right)/(\frac{1}{2} - \frac{\lvert e_x \rvert}{l_x}).$ $p_p = p_r = 0$	

* x_n et y_n sont les coordonnées de l'axe neutre définies au tableau 3.20.. Les schémas sont extraits de (Bellos & Bakas, 2017) (Bellos, 2017). P_m est la contrainte équivalente uniforme telle que $p_m = N/l_x.l_y$.