



Titre: Modélisation probabiliste du débit de rupture par submersion d'un barrage en remblai
Title: Modélisation probabiliste du débit de rupture par submersion d'un barrage en remblai

Auteurs: François Chiganne, Claude Marche, & Tew-Fik Mahdi
Authors: François Chiganne, Claude Marche, & Tew-Fik Mahdi

Date: 2014

Type: Article de revue / Article

Référence: Chiganne, F., Marche, C., & Mahdi, T.-F. (2014). Modélisation probabiliste du débit de rupture par submersion d'un barrage en remblai. Canadian Journal of Civil Engineering, 41(8), 677-685. <https://doi.org/10.1139/cjce-2011-0570>
Citation: Chiganne, F., Marche, C., & Mahdi, T.-F. (2014). Modélisation probabiliste du débit de rupture par submersion d'un barrage en remblai. Canadian Journal of Civil Engineering, 41(8), 677-685. <https://doi.org/10.1139/cjce-2011-0570>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/5313/>
PolyPublie URL: <https://publications.polymtl.ca/5313/>

Version: Version finale avant publication / Accepted version
Révisé par les pairs / Refereed

Conditions d'utilisation: Tous droits réservés / All rights reserved
Terms of Use: Tous droits réservés / All rights reserved

 **Document publié chez l'éditeur officiel**
Document issued by the official publisher

Titre de la revue: Canadian Journal of Civil Engineering (vol. 41, no. 8)
Journal Title: Canadian Journal of Civil Engineering (vol. 41, no. 8)

Maison d'édition: Éditions Sciences Canada
Publisher: Éditions Sciences Canada

URL officiel: <https://doi.org/10.1139/cjce-2011-0570>
Official URL: <https://doi.org/10.1139/cjce-2011-0570>

Mention légale: ©2014. This is the author's version of an article that appeared in Canadian Journal of Civil Engineering (vol. 41, no. 8) . The final published version is available at <https://doi.org/10.1139/cjce-2011-0570>
Legal notice: ©2014. This is the author's version of an article that appeared in Canadian Journal of Civil Engineering (vol. 41, no. 8) . The final published version is available at <https://doi.org/10.1139/cjce-2011-0570>

1

2 **Modélisation probabiliste du débit de rupture par** 3 **submersion d'un barrage en remblai**

4

5 **François Chiganne, Claude Marche et Tew-Fik Mahdi**

6

7 Département des génies civil, géologique et des mines

8 École Polytechnique de Montréal

9 C.P. 6079, Succ. Centreville,

10 Montréal, Québec, Canada, H3C 3A7.

11 * Auteur correspondant: tewfik.mahdi@polymtl.ca, Tel: (514) 340-4711 ext 5874

12

13

14 **Résumé** : Les barrages en remblai, et les barrages en général, sont dimensionnés pour résister aux
15 différents facteurs (météorologique, sismique, humain) qui pourraient causer leur rupture. Cependant, le
16 risque zéro n'existe pas et la probabilité que chaque barrage soit détruit n'est pas nulle. Dans une optique
17 d'optimisation de la sécurisation des zones en aval du barrage, la méthodologie présentée permet de
18 probabiliser la rupture du barrage par submersion, afin de dépasser la simple évaluation de rupture/non
19 rupture.

20 Le calcul de la probabilité de rupture constitue la première étape, les scénarios de rupture étant
21 principalement liés aux occurrences des crues. La deuxième étape est la probabilisation des hydrogrammes
22 de crue au travers de leurs caractéristiques principales, le débit maximal et la durée nécessaire pour
23 atteindre ce débit.

24

25 *Mots clés* : barrage en remblai, rupture, submersion, probabilisation, hydrogramme

26

27 **Abstract:** Earthfill dams, and even all dams, are designed to withstand different factors (meteorological,
28 seismic and human), which might be responsible for their failure. Yet there is no such thing as zero risk,
29 and the possibilities of failure exist. With a view to optimize the safety of downstream areas, dam failures
30 by overtopping can be studied from a probabilistic point of view, in order to go further than a simple
31 failure/non failure evaluation.

32 Probability calculation of the failure, mainly with flood studies, is the first step. Then, in order to improve
33 the prediction of the failure, the failure hydrograph is probabilized by its maximum discharge and the time
34 this discharge needs to be reached.

35

36 *Keywords: earthfill dam, failure, overflowing, probabilization, hydrograph*

37

38 **1. Introduction**

39 Seidou et al. (2004) se sont intéressés à la formation de la brèche dans une digue en remblai mais
40 en supposant un niveau d'eau et une granulométrie constants. Rajabalinéjad et al. (2010a, 2010b)
41 et Rajabalinejad et Mahdi (2010) ont proposé une nouvelle méthode, méthode des limites
42 dynamiques, pour réduire l'exigence en temps de calcul de la méthode probabiliste des éléments
43 finis. Cette dernière offre une meilleure compréhension des mécanismes de rupture. Par contre, sa
44 mise en application nécessite un modèle géométrique détaillé d'une structure géotechnique
45 donnée.

46 Il est communément admis que la prévision de la rupture, de la formation de la brèche et par
47 conséquent de la crue de rupture d'un barrage sont très incertaines (Wahl, 1998).

48 La méthodologie mise au point et présentée dans cet article s'attache par conséquent à quantifier
49 cette incertitude en fonction des lois des variables aléatoires correspondant à certaines
50 caractéristiques du barrage et du cours d'eau sur lequel il est implanté. Pour cela, elle consiste en
51 un calcul de la probabilité de rupture par submersion, représentant 50% des causes de rupture de

52 barrages (Foster, Fell, & al., 2000), d'un barrage en remblai suivant différents scénarios, ainsi que
53 des probabilités de dépassement de débit de rupture et/ou de durée nécessaire pour atteindre ce
54 débit. Enfin, elle permet de produire différents hydrogrammes de rupture illustrant les résultats
55 obtenus.

56 Les modèles de rupture sont présentés, puis la méthodologie est expliquée en détail par l'étude du
57 cas d'un barrage théorique en remblai homogène dont le D_{50} , le débit moyen de crue ainsi que le
58 niveau initial du barrage sont décrits par leurs lois de probabilité. Si l'explication de la
59 méthodologie est réalisée avec un cas à trois variables aléatoires, elle est également applicable
60 pour des cas plus compliqués, aux variables aléatoires plus nombreuses.

61

62 **2. Les modèles de rupture**

63 Les cas de rupture par submersion ne sont que très peu documentés dans la littérature, tout au plus
64 est-il précisé que les barrages en remblai peuvent supporter la submersion pendant un temps
65 pouvant aller jusqu'à quelques heures avant que ne survienne l'initiation de la brèche. Dans la
66 méthodologie présentée dans cet article, le délai correspondant à cette période où la submersion
67 ne cause aucune érosion n'est pas pris en compte. L'initiation de la brèche commence dès que les
68 conditions, dépendantes du critère de rupture choisi, le permettent. Deux critères de rupture sont
69 possibles, fonctions soit de l'état du barrage, soit de la granulométrie des remblais.

70

71 **La hauteur de la lame de submersion**

72 Une fonction simple prenant en compte l'état du barrage permet de déterminer la hauteur de
73 submersion critique (Froehlich, 1995).

$$74 \quad (1) \quad Niv_c = f(\text{état du barrage}) = \begin{cases} Niv_{Barr} + 0,6\text{m} & \text{si l'état du barrage est bon} \\ Niv_{Barr} + 0,3\text{m} & \text{si l'état du barrage est moyen} \\ Niv_{Barr} & \text{si le barrage est en mauvais état} \end{cases}$$

75

76

77 Niv_c : Niveau critique du réservoir entraînant l'initiation de la rupture du barrage (m)

78 Niv_{Barr} : Niveau de la crête du barrage (m)

79

80 Critère de Shields

81 Ce modèle prend en compte plus précisément la variable « granulométrie des matériaux du
82 barrage » et se base sur le diagramme de Shields. La rupture a lieu quand la hauteur de
83 submersion est telle que le paramètre de Shields est supérieur à la valeur critique de mise en
84 mouvement des particules au niveau du pied aval (Figure 1).

85 (1)
$$\tau^* = \frac{\gamma_w Ri}{(\gamma_s - \gamma_w)d}$$

86 τ^* : Contrainte de cisaillement adimensionnelle

87 γ_w : Poids volumique de l'eau (N/m³)

88 γ_s : Poids volumique des matériaux (N/m³)

89 R : Rayon hydraulique (m)

90 i : Pente (m/m)

91 d : D_{50} des matériaux (m)

92

93 Dans le cas simplifié où la submersion a lieu sur toute la longueur du barrage, l'écoulement est
94 étudié sur toute la longueur de la crête. Le rayon hydraulique peut donc être approché par la
95 hauteur d'eau (longueur du barrage très supérieure à la hauteur de submersion). La hauteur d'eau
96 au niveau de l'arête en aval de la crête est calculée (application de la théorie élémentaire qui
97 permet d'estimer le coefficient de débit sur un déversoir à crête épaisse, et qui suppose que la
98 hauteur d'eau est égale à la hauteur critique), puis on considère l'hypothèse que l'infiltration dans
99 le parement aval est négligeable et que par conséquent la hauteur d'eau est constante.

100

101 (1) $q = m\sqrt{2gh_{lame}^3}$ $m = 0,385$ (même analogie avec les déversoirs à crête épaisse)

102 (1)
$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

103

104 q : Débit de submersion (m³/s)

105 g : Constante de gravitation (m²/s)

106 h_c : Hauteur critique (m)

107 h_{lame} : Hauteur de la lame de submersion (m)

108

109 La courbe de Shields-Yalin donne la contrainte de cisaillement critique τ_* provoquant la mise en
110 mouvement des particules, en fonction du diamètre adimensionnel D_* dépendant du diamètre des
111 enrochements, de la viscosité du fluide et des masses volumiques du fluide et des particules
112 (Figure 1). Ce diagramme étant défini de manière empirique, il est nécessaire de réaliser une
113 approximation de cette courbe à partir d'équations afin de pouvoir l'introduire dans le modèle.

114 Cette approximation peut être effectuée à l'aide de 4 équations (Julien, 1998), fonctions du
115 diamètre adimensionnel D_* et de l'angle de repos ϕ .

116 (2)
$$\tau_{*c} = 0,5 * \tan\phi \text{ lorsque } D_* < 0,3$$

117 (3)
$$\tau_{*c} = 0,25 * D_*^{-0,6} * \tan\phi \text{ lorsque } 0,3 < D_* < 19$$

118 (4)
$$\tau_{*c} = 0,013 * D_*^{0,4} * \tan\phi \text{ lorsque } 19 < D_* < 50$$

119 (5)
$$\tau_{*c} = 0,06 * \tan\phi \text{ lorsque } D_* > 0,3$$

120 L'angle de repos dépend du D_{50} des grains (de 42° pour des enrochements à 30° pour des grains
121 de diamètre inférieur à 0,25 mm).

122 L'équation de Guo (Guo, 2002) propose également une équation empirique de la contrainte de
123 cisaillement critique adimensionnelle du diagramme de Shields-Yalin en fonction du diamètre
124 adimensionnel.

125 (6)
$$\tau_{*c} = \frac{0,23}{D_*} + 0,054 * (1 - \exp(-\frac{D_*^{0,85}}{23}))$$

126

127 Il est également possible de déterminer la contrainte de cisaillement critique à partir d'équations
128 de transport de sédiments prenant le cas d'un débit solide nul, telle que l'équation de transport de
129 Meyer-Peter et Müller (Meyer-Peter & Müller, 1948) (10).

130 (7)
$$\tau_c = 0,047 * (\gamma_s - \gamma) * D_{50}$$

131 Dans la méthodologie du présent article, le critère de Shields est utilisé avec la formule de Guo.
132 Le critère de rupture retenu, critère de Shields ou critère de niveau, est le plus sécuritaire, soit le
133 critère de Shields dans les cas de barrages en moyen et bon état.

134

135 **Loi de probabilité du niveau d'eau**

136 Deux solutions sont possibles. La première, très simplificatrice, suppose que l'on connaît la loi de
137 probabilité du niveau d'eau dans le réservoir au cours de la crue. Dans la seconde, on pose une loi
138 de probabilité sur l'hydrogramme de crue. Dans la littérature on retrouve principalement 2
139 méthodes de probabilisation des hydrogrammes de crue (Peyras, Arnaud, & al., 2009).

140 La première nécessite comme données d'entrée les hydrogrammes de crue correspondant à
141 différentes périodes de retour (10, 100, 1000 et 10 000 ans par exemple). On partitionne l'espace
142 de Gumbel en plusieurs intervalles de probabilité auxquels on associe les hydrogrammes des
143 différentes périodes de retour. Les limites des intervalles sont définies comme les mi-distances
144 entre les périodes de retour (après changement de variable pour passer à l'espace de Gumbel) et
145 les probabilités de non-dépassement de ces limites sont calculées. Les probabilités associées à

146 chaque intervalle sont obtenues en calculant les différences des probabilités de non-dépassement
147 des limites de l'intervalle concerné.

148 Cette méthode a plusieurs désavantages : elle nécessite de connaître plusieurs hydrogrammes de
149 crue pour différentes périodes de retour, et ne propose en sortie qu'un nombre limité
150 d'hydrogrammes. La seconde méthode ne présente pas ces inconvénients et ne nécessite qu'un
151 unique hydrogramme de crue (celui de conception). Elle repose sur l'hypothèse que
152 l'hydrogramme de projet a un paramètre qui suit la loi de Gumbel (volume, débit de pointe ou
153 débit moyen), la forme de l'hydrogramme est ainsi constante d'une fréquence à l'autre. Ici, le
154 paramètre retenu est le débit de crue moyen Q_m (Figures 2). Une fois les paramètres de la loi de
155 Gumbel que suit le débit moyen connus, il suffit de tirer aléatoirement un débit moyen Q_m^A , puis
156 de générer l'hydrogramme correspondant à l'aide de la formule (11) (Figure 3). C'est cette
157 méthode qui est retenue ici.

158 (8)
$$Q_{ii}^A = Q_m^A * \frac{Q_{ii}}{Q_m}$$

159 Cette probabilisation de l'hydrogramme de crue est complétée par l'introduction d'une variable
160 aléatoire supplémentaire, le niveau d'eau initial dans le barrage avant le début de la crue.

161

162 **3. Méthodologie appliquée à un barrage en remblai homogène**

163 Le calcul des probabilités repose sur la méthode de Monte-Carlo, reconnue comme la plus
164 efficace dans le cas de fonctions de défaillance simples (Lemaire, 2005). Les variables aléatoires
165 considérées dans cette illustration sont le D_{50} des matériaux du barrage, le débit de crue moyen,
166 associé à la forme fixe de l'hydrogramme de crue, ainsi que le niveau initial du réservoir H.

167 À chaque pas de temps de la crue i , le volume, le niveau du réservoir et la fonction de défaillance
168 sont calculés, en fonction des apports de la crue et des pertes par submersion (formule des
169 déversoirs (3)). Ce calcul se poursuit jusqu'à ce que les conditions de rupture soient atteintes

170 (critère de Shields) ou jusqu'à la fin de la crue (absence de rupture dans cette configuration de
171 variables aléatoires).

172

173 (9)
$$V_i = V_{i-1} + Q_{crue,i} * \Delta t - \varepsilon Q_{sub,i}$$

174 (10)
$$N_i = F_{volume/élévation}(V_i)$$

175 (11)
$$H = N_{barr} - N_i$$

176

177 V_i : Volume du réservoir au pas de temps i (m^3)

178 $Q_{crue,i}$: Débit de crue au pas de temps i (m^3/s)

179 Δt : Durée d'un pas de temps de la crue (s)

180 ε : 1 si submersion, 0 sinon

181 $Q_{sub,i}$: Débit de submersion au pas de temps i (m^3/s)

182 N_i : Niveau du réservoir au pas de temps i (m) ($N_0 = H$)

183 $F_{volume/élévation}$: Loi volume-élévation

184 N_{barr} : Niveau du barrage (m)

185

186 Dans le cas où la rupture est atteinte, les caractéristiques des hydrogrammes de rupture (débit de
187 pointe et durée nécessaire pour atteindre ce débit) sont déterminées en utilisant le programme
188 ERODE2 (Marche et al., 2006). ERODE2 fait appel au logiciel GSTARS 2.1 (Yang et Simoes,
189 2000), utilisé comme moteur de calcul des mouvements et des bilans sédimentaires, qui se charge
190 de la simulation des conditions d'écoulement et de la modification graduelle de la géométrie du
191 canal de brèche en création.

192

193 Pour chaque pas de temps, ERODE2 effectue la boucle suivante pour ce qui a trait à l'itération du
194 débit, et ce tant et aussi longtemps que le niveau du réservoir dans le fichier de sortie n'est pas
195 satisfaisant.

- 196 • Inscription du débit dans le fichier de données
- 197 • Exécution de GSTARS 2.1
- 198 • Vérification de l'égalité entre le niveau imposé et celui calculé pour le débit inscrit dans
199 le fichier de données
- 200 • Si les niveaux d'eau ne sont pas égaux, un nouveau débit est inscrit dans le fichier de
201 données

202 L'exécution se fait de sorte que si le niveau amont de la ligne d'eau n'est pas satisfaisant, on
203 change le débit indiqué dans le fichier de données, on vérifie le nouveau niveau, on recharge le
204 débit et ce jusqu'à obtenir le bon niveau du réservoir. En général, les itérations se font assez
205 rapidement, de l'ordre de tout au plus 4 à 5 fois la boucle pour chaque pas de temps.

206

207 Les formules de transport de sédiment utilisées sont celles de Yang (sables, (Yang, 1979) et
208 graviers, (Yang, 1984)). Ce choix est basé sur la validité de la formule de transport de sédiments
209 de Yang (1973), dont les formules de 1979 et 1984 sont des améliorations, comparativement aux
210 autres formules de transport de sédiments disponibles (Yang, 1977).

211

212 Dans les paragraphes suivants, la méthodologie est illustrée à l'aide de l'étude d'un barrage
213 homogène dont le D_{50} , le débit de crue moyen et le niveau d'eau initial sont décrits par leurs lois
214 de probabilité.

215

216

217

218 **Détermination des données**

219 Aucun calcul ne peut se faire sans une connaissance effective de la variabilité des caractéristiques
220 du barrage. Il s'agit de déterminer les lois de probabilité des variables du calcul de probabilité,
221 soit le diamètre des matériaux, le débit moyen de la crue et le niveau initial du réservoir. Les lois
222 sur les diamètres des matériaux peuvent être établies par des sondages à différentes zones du
223 barrage et la loi sur le débit moyen à l'aide de la méthode du Gradex (CIGB/ICOLD, 1994). La
224 loi de probabilité du niveau d'eau initial peut être établie à partir de l'historique du niveau d'eau
225 pour chaque mois ou chaque saison selon la variabilité du niveau constatée.

226

227 Le barrage est homogène et de section trapézoïdale. Il est haut de 6 mètres et large de 23 mètres,
228 ses parements amont et aval ont des pentes de 35°. La courbe volume-élévation du réservoir est
229 présentée à la figure 4. Le D_{50} des particules suit une loi de probabilité uniforme entre 1 et 2 mm,
230 le débit de crue moyen suit quant à lui une loi de Gumbel, de moyenne 50 m³/s et d'écart-type 25
231 m³/s et le niveau initial suit une loi normale d'espérance 3,5 et d'écart type 0,1. Enfin, la forme de
232 l'hydrogramme de crue est définie par le tableau 1, R_i étant le rapport du débit au pas de temps i
233 sur le débit moyen.

234

235 **Analyse de sensibilité d'ERODE2**

236 Le programme ERODE2 permet de calculer l'hydrogramme de rupture par submersion d'un
237 barrage en remblai. Du fait du nombre important de simulations réalisées dans le cadre de la
238 méthode de Monte Carlo et de la durée des calculs réalisés par le programme ERODE2, une
239 simulation complète de l'hydrogramme de rupture à chaque tirage correspondant à un cas de
240 rupture n'est pas envisageable car le processus de calcul serait alors très long. Dans le cas d'une
241 simulation de 10 millions de tirages et d'une probabilité de rupture de 1 % (probabilité historique
242 de rupture des barrages en remblai, (Foster, Fell, & al., 2000)), 100 000 calculs d'hydrogrammes

243 seraient nécessaires. Avec une durée de calcul de l'ordre de 1 à 10 minutes selon la précision
244 souhaitée, la durée de la simulation est de l'ordre de plusieurs jours.

245 Afin de pouvoir néanmoins probabiliser l'hydrogramme de rupture, on effectue une étude de
246 sensibilité de cet hydrogramme de rupture aux variables aléatoires. Cette étude de sensibilité doit
247 permettre d'obtenir deux fonctions simples, sur le débit maximal de rupture (Q_{\max}) et le temps
248 nécessaire à l'atteinte de ce débit ($T_{Q_{\max}}$), dépendantes des variables aléatoires. Ces deux
249 fonctions permettent, pour chaque tirage de variables, de connaître l'allure de l'hydrogramme de
250 rupture par les caractéristiques de la rupture traduisant la dangerosité de celle-ci. Afin de
251 minimiser les calculs nécessaires, l'analyse de sensibilité est effectuée uniquement pour les plages
252 de données correspondant au cas de débordement du présent exemple, soit des D_{50} de particules
253 entre 1 et 2 mm, des débits de crue moyen entre 110 m³/s et 500 m³/s et des niveaux d'eau
254 initiaux entre 5,4 m et 6 m, soit la hauteur du barrage. Les calculs de Q_{\max} et de $T_{Q_{\max}}$ dans le
255 cadre de l'étude de sensibilité sont ainsi effectués pour 420 évènements, soit 5 valeurs différentes
256 de D_{50} (tous les 0,25 mm), 12 valeurs différentes de débit de crue moyen (pour des intervalles
257 allant de 30 m³/s à 70 m³/s, selon la sensibilité du résultat au débit de crue moyen), et 7 valeurs
258 différentes de niveau d'eau initial (tous les 0,1 m).

259 La probabilité d'occurrence d'un évènement dont les conséquences ne sont pas établies
260 (débordement ou non débordement) ou traitées par l'étude de sensibilité est inférieure à 1% (0,08
261 %, tableau 2, P_d étant la probabilité de dépassement).

262 Seuls les résultats concernant $T_{Q_{\max}}$ sont présentés, parce que Q_{\max} varie relativement peu en
263 fonction des variables aléatoires, contrairement à $T_{Q_{\max}}$, et que la méthodologie employée est la
264 même dans les deux cas. Les résultats préliminaires de l'échantillon sont présentés en partie (pour
265 une meilleure lisibilité, l'échantillon complet comportant 420 résultats) dans le tableau 3. Les
266 valeurs de $T_{Q_{\max}}$ varient de manière continue en fonctions des 3 paramètres sans laisser apparaître
267 de rupture dans les résultats, et l'échantillon est de taille suffisante pour décrire la variation de
268 $T_{Q_{\max}}$ en fonction des différentes variables.

269

270 En l'état ces résultats ne sont pas encore utilisables et l'objectif est d'obtenir une fonction $T_{Q_{\max}} =$
271 $f(D_{50}, Q_{\text{moy}}, H)$. Plusieurs changements de variables sont nécessaires pour aboutir à une fonction
272 simple. Ils sont effectués dans le but de minimiser les écarts entre les résultats issus d'une part de
273 l'utilisation d'EROD2 et d'autre part de la fonction f . On obtient au final les équations (15) à
274 (17), le D_{50} est en millimètres, le débit moyen en m^3/s et le niveau initial du réservoir en mètres.
275 Les figures 5 à 7 illustrent une partie des résultats obtenus par l'application de ces équations,
276 comparativement aux résultats de l'échantillon obtenus par l'application du programme
277 ERODE2. Le système d'équations obtenu traduit fidèlement le comportement de $T_{Q_{\max}}$ en
278 fonction du débit de crue moyen (illustration à la figure 5). Il induit des écarts acceptables, au
279 maximum de l'ordre de 1 à 2%, pour ce qui est du comportement de $T_{Q_{\max}}$ en fonction du D_{50} et
280 du niveau initial du réservoir (illustrations aux figures 6 et 7).

281 (12)
$$T_{Q_{\max}} = C_1(Q_{\text{moy}} - 120)^{-1.2} + C_2$$

282 (13)
$$C_1 = 33250 * D50 + 99010 - H * 9901$$

283 (14)
$$C_2 = -641 * \log(D50) + 420$$

284

285 **Calculs et résultats**

286 Une fois cette analyse de sensibilité effectuée, la méthode de calcul illustrée à la figure 8 permet
287 tout d'abord de calculer la probabilité de défaillance du barrage et la probabilité de dépassement
288 d'une certaine valeur pour les Q_{\max} et $T_{Q_{\max}}$. Elle donne également les valeurs de ces fonctions
289 correspondant à des probabilités de non dépassement données ainsi que les variables
290 correspondant à ces dernières valeurs, ce qui permet de calculer les hydrogrammes de rupture qui
291 leur sont associés et de visualiser la probabilisation de la rupture. Enfin, les caractéristiques de
292 l'hydrogramme de rupture moyen sont également données. Tous ces résultats permettent de
293 visualiser, à l'aide des différents hydrogrammes, la probabilisation de la rupture.

294 Le calcul de la probabilité de rupture est effectué dans le cas où les organes d'évacuation sont
295 hors et en service dans l'optique de calculer la sécurité apportée par ces derniers. Les
296 hydrogrammes de rupture moyens, et correspondant à des probabilités de dépassement de 25 et
297 75% pour $T_{Q_{max}}$ sont présentés. Le tableau 4 résume les résultats, la figure 9 présente les
298 hydrogrammes de rupture probabilisés.

299

300 **4. Discussion**

301 **Précision des résultats**

302 Les choix de plusieurs paramètres influent sur la qualité des résultats et la précision du calcul
303 dépend du nombre de tirages effectués. Pour un résultat stable de l'ordre de $10^{-(N-3)}$, un tirage de
304 10^N triplets de variables aléatoires est nécessaire. Dans le cadre de l'étude de la rupture de
305 barrage, les probabilités de rupture sont historiquement de l'ordre de 0,01 sur la période de vie
306 d'un barrage (Foster, Fell, & al., 2000). Le nombre de tirages nécessaire pour une précision
307 acceptable devrait donc être supérieur à 1 million. Dans l'exemple présenté, 20 millions de tirages
308 ont été réalisés.

309 **Résultats**

310 Il est important de rappeler que le cas étudié précédemment est un exemple réalisé par l'étude
311 d'un barrage théorique, les lois de probabilité des paramètres ont ainsi également été choisies
312 arbitrairement.

313 Le résultat le plus important en termes de sécurité est la probabilité de rupture. Elle est de 0,0101
314 % si les organes d'évacuation sont hors-service et passe à 0,003 % si les organes d'évacuation
315 sont en-service, soit une sécurité de l'ouvrage 3,4 fois plus importante.

316 L'allure de la rupture apparait comme indépendante du temps nécessaire à son déclenchement,
317 avec une augmentation brutale du débit après un temps dépendant des conditions initiales et un
318 débit maximal de rupture de l'ordre de 700 m³/s. L'importance du laminage de la crue dans le

319 réservoir, qui s'explique par un volume de crue faible par rapport au volume du réservoir, est la
320 cause de cette faible variation du débit maximal de rupture en fonction du débit de crue moyen.
321 Il s'agit également d'étudier la durée de la destruction de l'ouvrage et de la comparer avec la
322 norme légale qui prévoit la formation d'une brèche sur tout l'ouvrage en 30 minutes. Les
323 résultats prévoient ici que dans le cas d'une rupture, il y a plus de 4 chance sur 5 si les organes
324 d'évacuation sont hors-service, et presque 100% de chance s'ils sont en-service, que cette
325 dernière dure plus que 30 minutes. Cette différence s'explique par le fait que les ruptures dans le
326 2^{ème} cas sont provoquées par des submersions de moindre importance, et qui par conséquent sont
327 responsables d'érosions plus lentes du barrage. A partir des résultats il est également possible
328 d'encadrer l'hydrogramme de rupture avec une probabilité de 50% pour ce qui est de la durée de
329 la rupture (figure 9).

330 En conclusion pour cet exemple, il serait possible d'envisager des mesures de sécurité adaptées à
331 une rupture moins rapide que ne le prévoit la norme.

332

333 **Limites du modèle**

334 La probabilisation de l'hydrogramme de rupture nécessite de passer par une analyse de sensibilité
335 du modèle ERODE2. En effet, les calculs sont trop lourds et par conséquent trop longs pour
336 envisager de réaliser un calcul complet à chaque tirage de variables aléatoires qui engendre une
337 rupture. Par conséquent, les hydrogrammes sont approchés par deux paramètres, le débit de
338 pointe et la durée nécessaire pour atteindre ce débit. La présente méthodologie pourrait être
339 améliorée pour permettre le calcul des hydrogrammes de rupture à chaque tirage et le stockage de
340 ces hydrogrammes afin de les classer et de probabiliser plus précisément la rupture.

341 Le modèle ERODE2 est intégré dans le modèle probabiliste. Il permet de calculer la ligne d'eau
342 et les mouvements sédimentaires liés à l'érosion et au transport de matériaux solides à l'aide du
343 logiciel GSTARS2.1. Il n'analyse pas, contrairement aux versions les plus récentes d'ERODE, la
344 stabilité des berges et des pentes du thalweg. L'intégration de ces mécanismes dans la continuité

345 du modèle présenté dans cet article permettra d'améliorer le modèle physique de rupture. Les lois
346 de probabilité des nouveaux paramètres intervenant dans ces mécanismes, tels que la cohésion ou
347 l'angle de repos des matériaux, pourront également être intégrées au modèle.

348 Dans le modèle présenté ici, la forme de l'hydrogramme de crue est constante et seul le débit
349 moyen est considéré comme une variable aléatoire. Cette hypothèse a été retenue car
350 l'hydrogramme ne dépend alors plus que d'un paramètre, le débit de crue moyen, et sa
351 probabilisation est simplifiée.

352 Dans la réalité les hydrogrammes de crue prennent des formes variées, qui dépendent des
353 vitesses de montée, des durées des crues etc. Prendre en compte cette variation de la forme des
354 hydrogrammes de crue dans la réalisation d'un modèle de probabilisation de la rupture est
355 indispensable à terme afin de se rapprocher au maximum de la réalité et de diminuer les
356 incertitudes dans le modèle. La méthodologie à appliquer se rapproche alors de la méthode
357 présentée dans le paragraphe 2 qui présente elle aussi des limites. La plus grande difficulté est
358 qu'elle nécessite de connaître les hydrogrammes de crue pour plusieurs crues de temps de retour
359 connus, données qui ne sont pas souvent disponibles, à plus forte raison sur des cours d'eau de
360 moyenne à faible importance. La deuxième difficulté est l'intégration de ces différentes formes
361 d'hydrogramme dans le modèle probabiliste.

362 Dans le cas où la connaissance de l'historique des crues n'est pas suffisante, des extrapolations de
363 données sur des cours d'eau proches aux bassins versants similaires peuvent compenser le
364 manque d'informations.

365 L'intégration de la forme des hydrogrammes au modèle peut être envisagée à l'aide de la
366 méthodologie suivante :

- 367 • La variable aléatoire principale retenue est le débit de pointe $Q_{\text{pointe},al}$, connu pour les
368 différentes périodes de retour principales.
- 369 • Pour chaque période de retour T , l'hydrogramme de crue et le débit de pointe
370 correspondant $Q_{\text{pointe},T}$ sont connus, soit par le relevé de crue historiques; soit par la

371 connaissance de l'hydrologie des cours d'eau de bassins versants similaires.
372 L'hydrogramme est modélisé sur le même principe que dans le modèle présenté dans cet
373 article.

374 • A chaque tirage aléatoire de $Q_{\text{pointe,al}}$ on associe le débit de pointe $Q_{\text{pointe,T}}$ le plus proche et
375 la forme de son hydrogramme de crue.

376 • L'hydrogramme de crue correspondant au débit $Q_{\text{pointe,al}}$ est obtenu à l'aide du rapport
377 $Q_{\text{pointe,al}}/Q_{\text{pointe,T}}$.

378 Ces limites du modèle, présentées dans cet article, font l'objet des travaux de recherche actuels du
379 troisième auteur.

380

381 **5. Conclusion**

382 La méthodologie présentée dans cet article propose une première approche probabiliste de la
383 rupture de barrage en remblai. Elle rend possible le calcul du risque de rupture d'un barrage à
384 partir des données géologiques et géométriques de la structure et des données hydrauliques du
385 cours d'eau. Elle permet également de prévoir les caractéristiques de la rupture (à travers
386 l'hydrogramme de rupture), et particulièrement de calculer les probabilités de dépassement des
387 débits maximaux de rupture et des durées pour les atteindre. Ce dernier point est particulièrement
388 important, en effet, il permet d'adapter la mise en place des procédures de sécurité dans les zones
389 à risque en cas de rupture du barrage en fonction de l'importance de la rupture et du temps dont
390 on dispose pour les mettre en place.

391 L'exemple présenté dans cet article ne doit pas faire oublier que la méthode globale est applicable
392 à des cas présentant davantage de caractéristiques décrites par des lois de probabilité. La
393 méthodologie a par conséquent pour vocation d'être complexifiée, par l'utilisation de versions
394 plus abouties du programme ERODE, prenant en compte l'instabilité des talus du canal de brèche
395 et du thalweg, en améliorant la probabilisation des hydrogrammes de crue, ou encore en intégrant

396 davantage de variables dans le modèle physique de rupture, pour étudier par exemple des cas de
397 barrages hétérogènes.

398

399 **Remerciements**

400 Le travail de recherche relaté dans cette publication a été financé en partie
401 par une subvention à la découverte du Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie
402 du Canada (CRSNG).

403

404 **Références**

405 CIGB/ICOLD. (1994). Les crues de projet des barrages : méthode du Gradex. *18ème congrès*
406 *CIGB-ICOLD Barrages et réservoirs* (pp. 27-29). Afrique du Sud: Bulletin du Comité français
407 des grands barrages, num. 2.

408 Foster, M., Fell, R., & al. (2000). The statistic of embankment dam failures and accidents.
409 *Canadian Geotechnical Journal* , 37, 5.

410 Froehlich, C. D. (1995). Embankment Dam Breach Parameters Revisited. *Water Resources*
411 *Engineering*. San Antonio, Texas.

412 Gaucher, J., Marche, C., Mahdi, T.F. (2010). Experimental Investigation of the Hydraulic Erosion
413 of Noncohesive Compacted Soils. *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(11), p. 901-913.

414 Guo, J. (2002). Hunter Rouse and Shields diagram. *Advances in Hydraulics and Water*
415 *Engineering, Proc 13th IARH-APD Congress*. Singapore.

416 Julien, P. (1998). *Erosion and Sedimentation*. Cambridge University Press.

417 Lemaire, M. (2005). *Fiabilité des structures, couplage mécano-fiabiliste statique*. Edition Hermes
418 Lavoisier

419 Marche, C., Mahdi, T., & Quach, T. (2006). ERODE : Une méthode fiable pour établir
420 l'hydrogramme de rupture potentielle par surverse de chaque digue en terre. *22ème Congrès de la*
421 *commision internationale des grands barrages*. Barcelone.

422 Meyer-Peter, E., & Müller, R. (1948). Formula for bed-load transport. *Proceedings of the*
423 *International Association for Hydraulic Research*. Stockholm.

424 Rajabalinejad, M., Mahdi, T., Van Gelder, P. (2010a). Stochastic Methods for Safety Assessment
425 of the Flood Defense System in the Scheldt Estuary of the Netherlands. *Natural Hazards*, 55(1),
426 p. 123-144.

427 Rajabalinejad, M., Demirbilek, Z., Mahdi, T. (2010b). Determination of Failure Probabilities of
428 Flood Defence Systems With Improved Dynamic Bounds Method. *Natural Hazards*, 55(1), p. 95-
429 109.

430 Rajabalinejad, M., Mahdi, T.F. (2010). The Inclusive and Simplified Forms of Bayesian
431 Interpolation for General and Monotonic Models Using Gaussian and Generalized Beta
432 Distributions With Application to Monte Carlo Simulations. *Natural Hazards*, 55(1), p. 29-49.

433 Peyras, L., Arnaud, P., & al. (2009). Probabilistic modeling of reservoir headwater level.
434 *Colloque CFBR-SHF : "Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crue"*. Lyon:
435 cemagref, unité de recherche "ouvrages hydrauliques et hydrologie".

436 Seidou, O., Marche, C., Mahdi, T. (2004). Aspects aléatoires de l'érosion d'une digue:
437 simulations de la brèche par des algorithmes génétiques. *Canadian Journal of Civil Engineering*,
438 31(6), p. 927-942.

439 Wahl, T. (1998). *Prediction of Embankment Dam Breach Parameters. A literature Review and*
440 *Needs Assassment*. Denver: USBR, Dam Safety Office.

441 Yang, C. T. (1977). The movement of sediment in rivers. *Geophysical Survey D. Reidel. U.S.*
442 *Army Corps of Engineers, North Central Division , 3 : 39-68.*

443 Yang, C. T. (1984). Unit stream power equations for gravel. *Journal of the Hydrology Division*
444 *ASCE 110 (HY12)* , 1783-1797.

445 Yang, C. T. (1979). Unit stream power for total load. *Journal of Hydrology 40* , 123-138.

446 Yang, C. T., and Simões, F. J. M. (2000). User's Manual for GSTARS 2.1 (Generalized Sediment
447 Transport model for Alluvial River Simulation version 2.1), *Technical Service Center, U.S.*
448 *Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.*

449

450 **Liste des Figures et tableaux**

451 Figure 1 : Diagramme de Shields-Yalin, modifié par Gaucher et al. (2010)

452 Figure 2 : Hydrogramme de projet

453 Figure 3 : Hydrogramme généré de façon aléatoire

454 Figure 4 : Courbe volume-élévation

455 Figure 5 : Analyse de sensibilité de $T_{Q_{max}}$ au débit moyen de crue, cas $D50 = 1,775$ mm et $H = 5,8$
456 m

457 Figure 6 : Analyse de sensibilité de $T_{Q_{max}}$ à la granulométrie, cas $Q_m = 200$ m³/s et $H = 5,6$ m

458 Figure 7 : Analyse de sensibilité de $T_{Q_{max}}$ au niveau initial, cas $Q_m = 200$ m³/s et $D50 = 1,525$
459 mm

460 Figure 8 : Organigramme du programme de calcul ($T_{Q_{max}}/Q_{max}$ signifie $T_{Q_{max}}$ OU Q_{max})

461 Figure 9 : Hydrogrammes de rupture probabilisés – cas organes d'évacuation hors-services

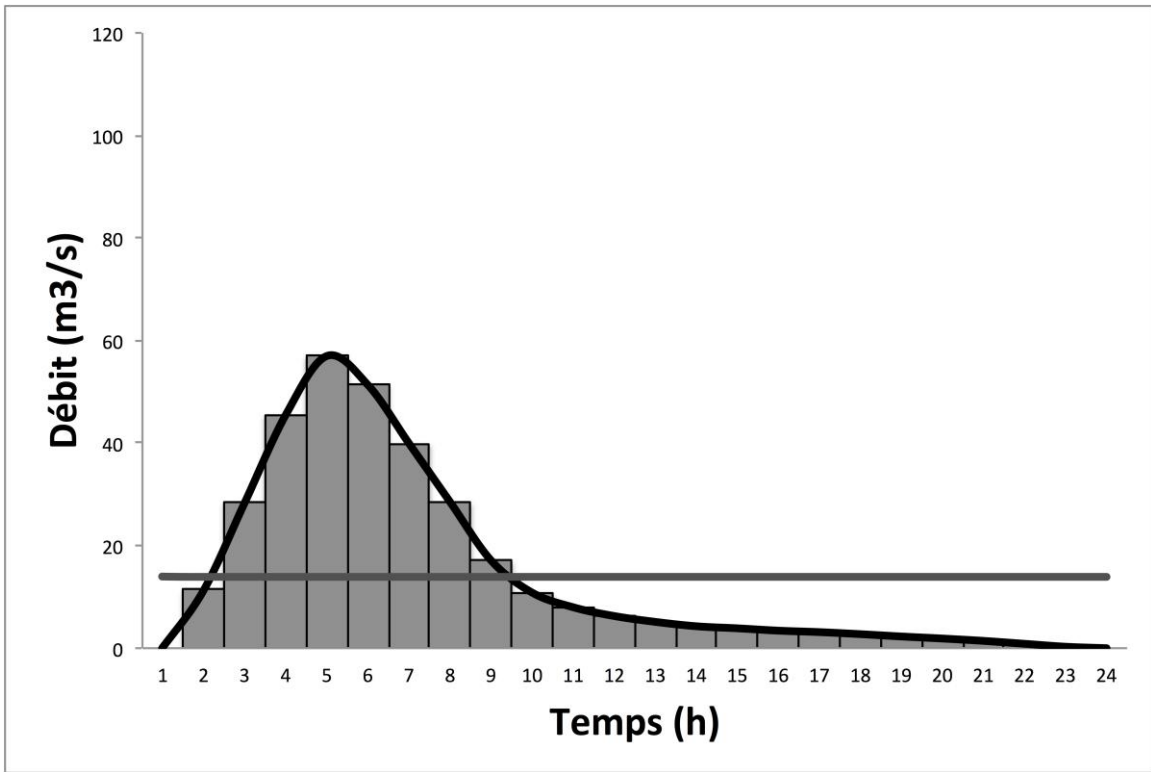
462 Tableau 1 : Forme de l'hydrogramme de crue

463 Tableau 2 : Échantillon de l'analyse de sensibilité

464 Tableau 3 : $T_{Q_{max}}$ - Résultats de l'analyse de sensibilité

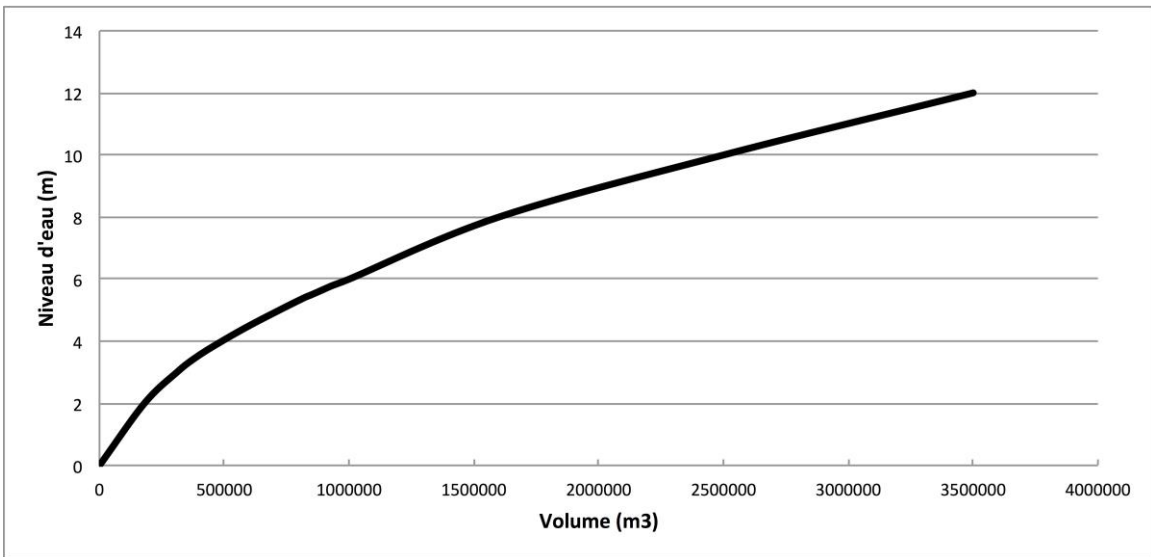
465 Tableau 4 : Résultats de l'analyse probabiliste

466



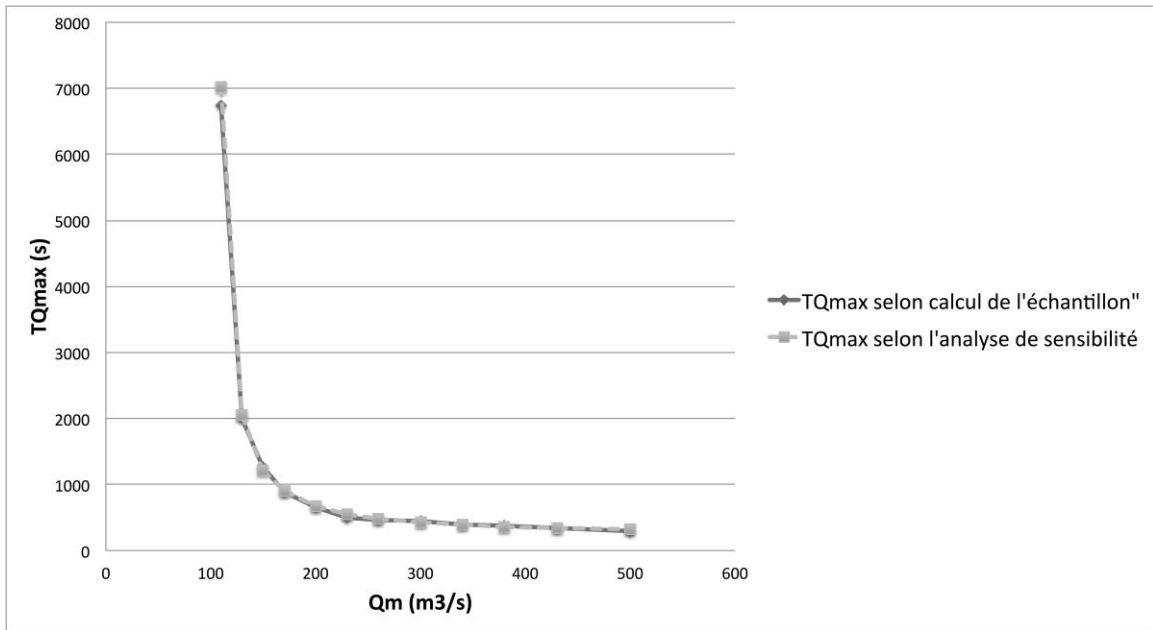
471
472
473
474
475

Figure 3 : Hydrogramme généré de façon aléatoire



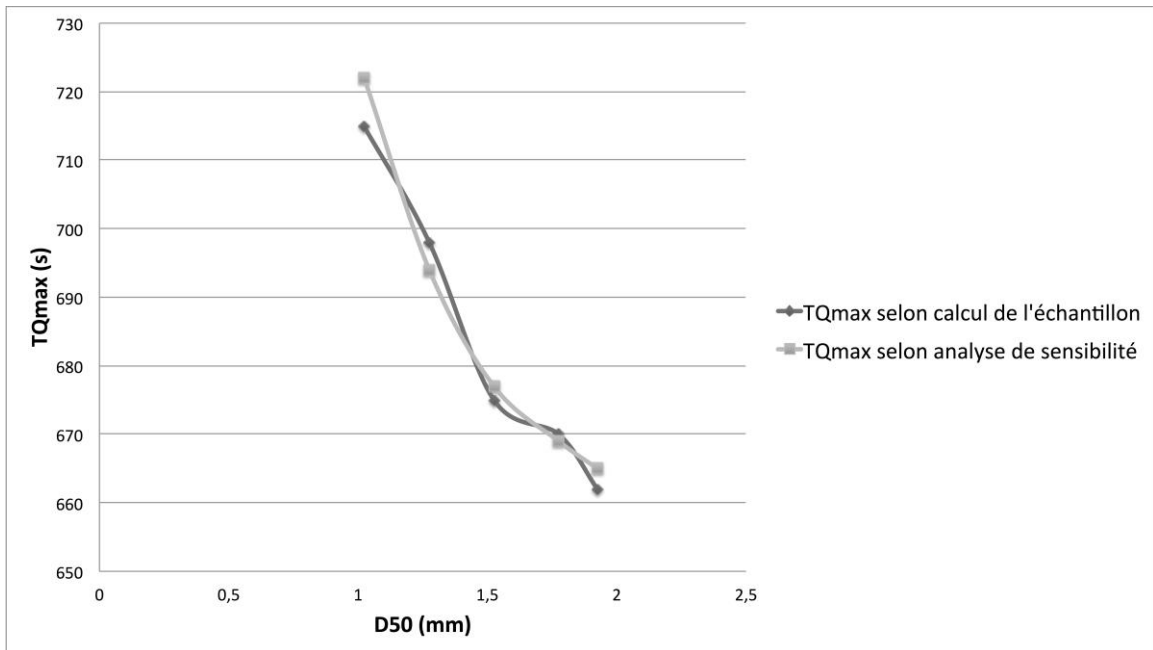
476
477
478
479

Figure 4 : Courbe volume-élévation



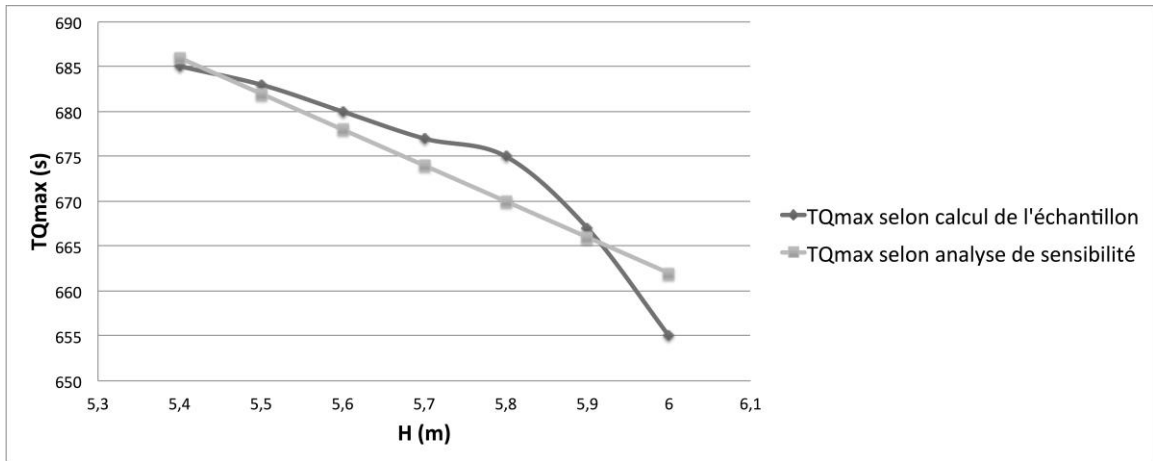
480
481
482
483
484
485

Figure 5 : Analyse de sensibilité de $T_{Q_{max}}$ au débit moyen de crue, cas $D_{50} = 1,775$ mm et $H = 5,8$ m



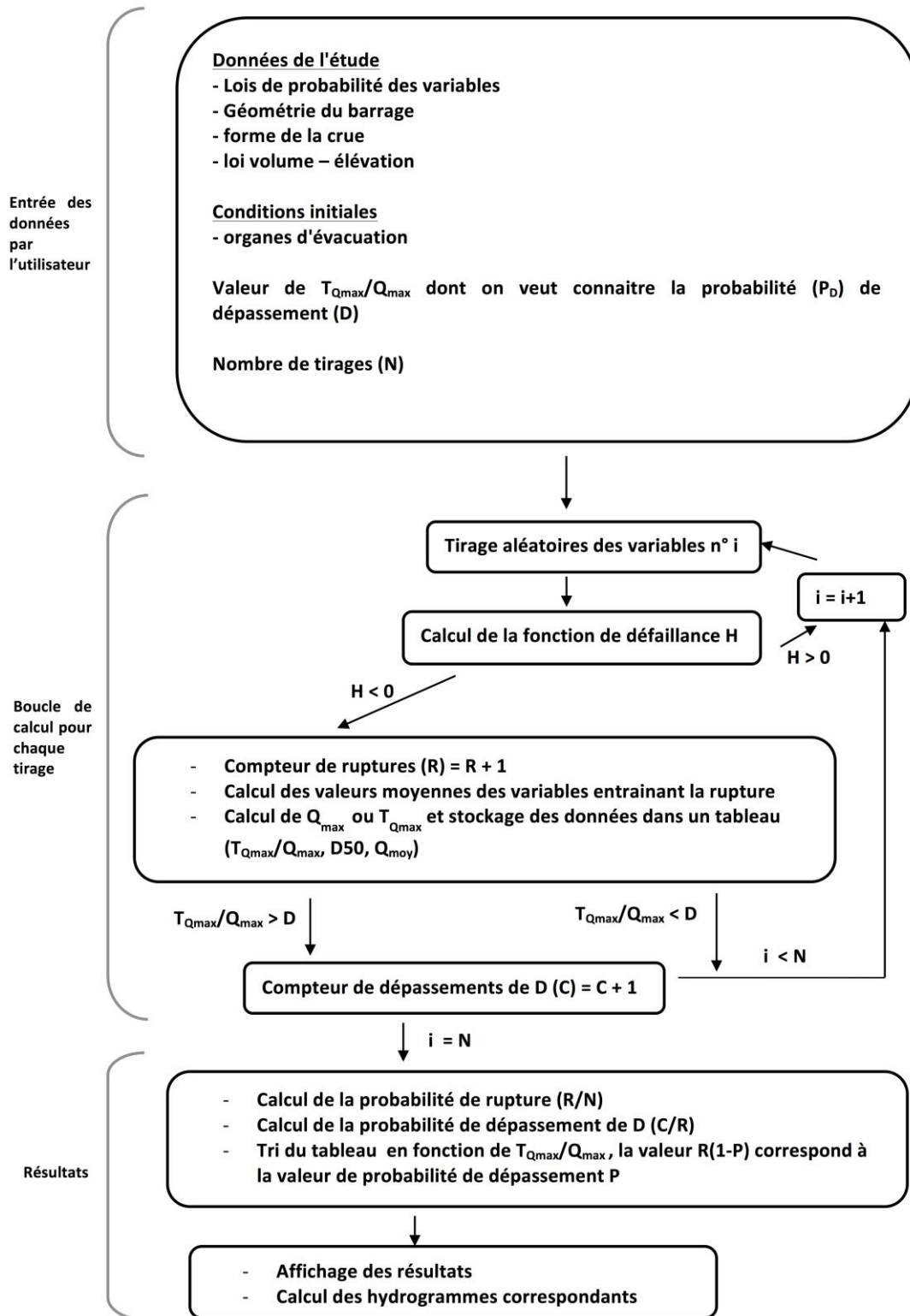
486
487
488
489

Figure 6 : Analyse de sensibilité de $T_{Q_{max}}$ à la granulométrie, cas $Q_m = 200$ m3/s et $H = 5,6$ m



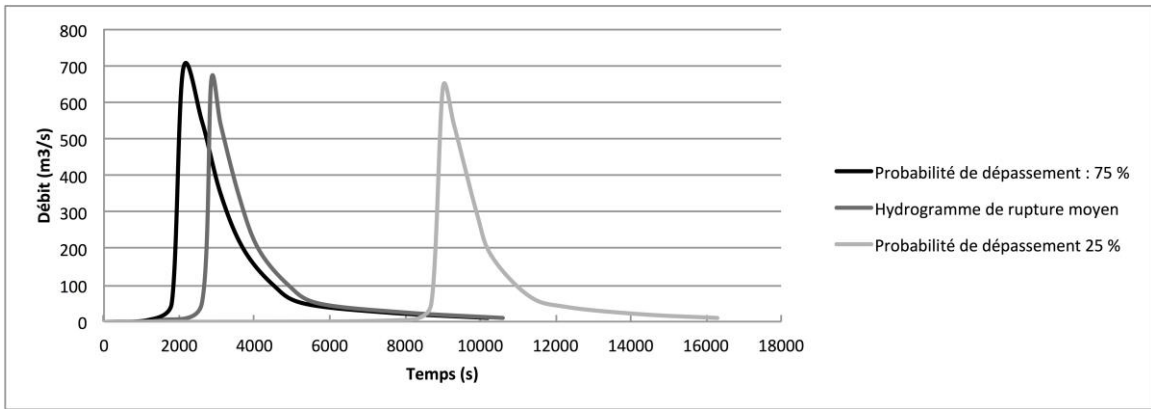
490
 491
 492
 493
 494

Figure 7 : Analyse de sensibilité de $T_{Q_{max}}$ au niveau initial, cas $Q_m = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ et $D_{50} = 1,525 \text{ mm}$



495
496
497

Figure 8 : Organigramme du programme de calcul ($T_{Q_{max}}/Q_{max}$ signifie $T_{Q_{max}}$ OU Q_{max})



498
499
500
501
502
503

Figure 9 : Hydrogrammes de rupture probabilisés – cas organes d'évacuation hors-services

504 Tableau 1 : Forme de l'hydrogramme de crue

Temps(min)	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
R_i	0	0.1	0.5	1	2	2.4	2.4	2	1	0.5	0.1	0

505

506

507

508 Tableau 2 : Échantillon de l'analyse de sensibilité

	H	0		5.4		5.8	
Q_m	P_d			2.4E-02		8.4E-03	
0							
			8.93E-01		1.43E-02		7.69E-03
110	8.5E-02						
			8.25E-02		1.32E-03		7.10E-04
300	5.0E-04						
			4.88E-04		7.80E-06		4.20E-06

509

	Débordement
	Indéterminé
	Pas de débordement
	Échantillon traité dans l'analyse de sensibilité

510

511

512

513 Tableau 3 : $T_{Q_{max}}$ - Résultats de l'analyse de sensibilité

		hi = 5.4 m							hi = 6 m						
		D50 (mm)	1.025	1.275	1.525	1.775	...	1.925	...	1.025	1.275	1.525	1.775	...	1.925
Q _{moyen} (m ³ /s)															
110			5450	5905	6380	6860	...	7150	...	5060	5519	6007	6490	...	6780
130			1768	1840	1925	2025	...	2089	...	1663	1741	1823	1921	...	1981
150			1100	1160	1185	1221	...	1235	...	1082	1109	1125	1155	...	1179
...		
340			525	473	427	411	...	391	...	507	471	440	386	...	389
380			502	451	415	385	...	360	...	478	445	400	371	...	361
430			489	444	399	364	...	330	...	487	425	391	343	...	341
500			475	415	376	335	...	321	...	459	421	373	330	...	330

514

515

516

517

518

519

520 Tableau 4 : Résultats de l'analyse probabiliste

		Pas d'évacuation	Évacuation (25m ³ /s)
Probabilité de rupture		0.0101	0.003
Probabilité de dépassement de T _{Qmax} = 1800 s		0.855	0.997
Valeur de T _{Qmax} de probabilité de dépassement	25%	9951 s	9934 s
	75%	2201 s	2125 s

521

522