



SMI

LES CONSULTANTS
B.M. INC.

**Étude hydraulique de sécurité
du barrage Hollow Glen (X2116719)
Municipalité de Chelsea**

Tome III – Évaluation de la sécurité du barrage

Rapport présenté à :

MUNICIPALITÉ DE CHELSEA
Service des travaux publics et des infrastructures
100, Chemin Old-Chelsea
Chelsea (Québec)
J9B 1C1

Alexandre Heimrich, ing., M. Sc.A.
Chargé de projet

Bernard Turcotte, ing., M. Sc.A.
Directeur de projet

N/Réf : F116047-003
Février 2012

Table des matières

1	MISE EN CONTEXTE	1
2	HYDROLOGIE	2
2.1	QUANTITÉS DE PRÉCIPITATIONS	2
2.2	RÉPARTITION DES PRÉCIPITATIONS	4
2.3	CARACTÉRISATION DU BASSIN.....	5
3	LAMINAGE DES CRUES	6
3.1	CAPACITÉ D'ÉVACUATION.....	6
3.2	CRUE DU 23 ET 24 JUIN 2011	8
3.3	CRUE 100 ANS	8
3.4	CRUES 1 000 ANS ET 10 000 ANS	10
4	ÉTUDE DE BRIS	11
4.1	PARAMÈTRES DE BRÈCHE.....	11
4.2	DÉBIT DE BRÈCHE	12
4.3	RUPTURE EN CRUE 10 000 ANS	13
4.4	RUPTURE EN TEMPS SEC.....	15
5	CONCLUSION	17
	RÉFÉRENCES	19

Annexes

Annexe 1 : Plan de localisation



Annexe 3 : Résultats détaillés

Figures

Figure 1	Précipitations journalières maximales annuelles enregistrées à la station pluviométrique de Chelsea (7031360) entre 1927 et 2011 (valeurs classées sur une échelle logarithmique des probabilités empiriques).....	2
Figure 2	Précipitations journalières maximales annuelles selon différentes probabilités au non-dépassement (supérieures à 0,5) selon la loi d'ajustement GEV maximum des vraisemblances.....	3
Figure 3	Répartition temporelle des précipitations journalières associées aux périodes de retour de 100 ans, 1 000 ans et 10 000 ans selon le type SEA pour une durée de 12 heures au milieu de la pluie.....	4
Figure 4	Barrage Beamish (photo de gauche) et ponceaux sous le chemin Hollow Glen (photo de droite).....	6
Figure 5	Courbe d'évacuation du barrage Hollow Glen établie en ne considérant pas la présence de poutrelles sur le barrage Beamish en amont.....	7
Figure 6	Niveaux d'eau en fonction du temps (limnigramme) lors du passage de la crue 100 ans dans le lac-réservoir du barrage Hollow Glen (X2116719).....	9
Figure 7	Débits en fonction du temps (hydrogrammes entrant et sortant) lors du passage de la crue 100 ans dans le lac-réservoir du barrage Hollow Glen (X2116719).....	10
Figure 8	Débits en fonction du temps (hydrogramme) lors de la rupture du barrage Hollow Glen (X2116719).....	13
Figure 9	Débits en fonction du temps (hydrogramme) lors de la rupture du barrage Hollow Glen (X2116719) au barrage et à la section transversales de 7,291 km.....	14
Figure 10	Débits en fonction du temps (hydrogramme) lors de la rupture du barrage Hollow Glen (X2116719) au barrage et à la section transversales de 7,291 km.....	15

Tableaux

Tableau 1	Superficies contributives selon l'occupation du territoire à l'intérieur du bassin versant.....	5
-----------	---	---



1 MISE EN CONTEXTE

La Municipalité de Chelsea nous a mandaté afin de réaliser la première étude hydraulique de sécurité du barrage Hollow Glen (X2116719) actuellement sous sa responsabilité. Cette étude fait partie intégrante de l'évaluation de la sécurité du barrage, celle-ci requise par la Loi sur la sécurité des barrages du Québec (L.R.Q., chapitre S-3.1.01).

Le barrage est une digue en terre qui retient les eaux du lac Mountains. L'ouvrage d'évacuation est situé au nord de cette digue et il est composé de deux (2) ponceaux en tôle ondulée galvanisée. Les eaux du lac sont acheminées au droit des ponceaux par l'entremise d'un canal d'évacuation. Un autre barrage (barrage Beamish) est érigé sur ce canal d'évacuation et sa présence influence en partie la capacité d'évacuation du barrage à l'étude.

Le niveau des conséquences en cas de rupture est actuellement évalué par le Centre d'Expertise Hydrique du Québec (CEHQ) à « très important » en raison de la présence en aval d'une route nationale (148) qui serait potentiellement endommagée ou détruite par une rupture de l'ouvrage. Ce potentiel, actuellement évalué sommairement, doit être réévalué plus précisément dans le cadre de cette étude afin de confirmer l'importance de l'ouvrage. La première étape pour y arriver est de déterminer les crues prévues au droit du barrage en tenant compte de l'atténuation faite par le lac Mountains. Pour ce faire, nous avons procédé à des analyses hydrologiques afin d'estimer des crues associées à différentes récurrences au droit du barrage. Le processus de transfert des précipitations en ruissellement a été simulé à l'aide d'un modèle numérique et le rehaussement du niveau d'eau du lac a ensuite été calculé pour chacune de ces crues en tenant compte de la capacité d'évacuation des appareils d'évacuation du barrage.

Le Règlement de la Loi sur la sécurité des barrages fixe la crue de sécurité, soit la crue à laquelle le barrage doit pouvoir faire face et ce, tout en présentant un fonctionnement sûr (dommages mineurs acceptés). Cette crue est établie en fonction de l'importance de l'ouvrage et sa récurrence est de 10 000 ans pour un barrage dont le niveau des conséquences est « très important ». Cependant, afin de valider le choix de la crue de sécurité, une étude de bris de barrage a été réalisée. Celle-ci se base sur une modélisation de la propagation de l'onde de rupture induite par une brèche dans la digue du barrage. Ses caractéristiques (forme et temps de formation) ont été établies en utilisant des équations développées à la suite de ruptures réelles de barrages. Le scénario étudié est celui de la formation d'une brèche alors que la retenue d'eau du barrage (lac Mountains) est tout juste au niveau du point bas relevé sur la digue. Les conséquences différentielles, soit celles entre la zone inondée par la crue seule et celle par l'onde de rupture servent ensuite à l'analyse du territoire affecté.

Tel que mentionné précédemment, dans le cas du barrage à l'étude, la route nationale 148 représente l'élément discriminant pour établir le classement actuel de l'ouvrage.

Le niveau des conséquences est reclassé à « moyen ».

Des activités ont mené à la formulation de recommandations, telles que mentionnées en conclusion de cette étude.

2 HYDROLOGIE

2.1 QUANTITÉS DE PRÉCIPITATIONS

Des analyses ont tout d'abord été réalisées afin d'évaluer les précipitations journalières maximales associées à différentes périodes de retour. Celles-ci sont basées sur des mesures réelles de précipitations journalières maximales annuelles enregistrées à station de Chelsea (7031360) entre 1927 et 2011. On dispose donc de près de 85 années de mesures de précipitations journalières maximales annuelles, telles que représentées sur la figure 1 ci-dessous.

La précipitation maximale enregistrée de 145,8 mm est celle qui est associée à la pluie du 23 juin 2011 et elle représente une valeur *extrême* lorsque comparée aux autres mesures. Afin d'adopter une approche prudente, cette valeur a tout de même été conservée lors des analyses statistiques.

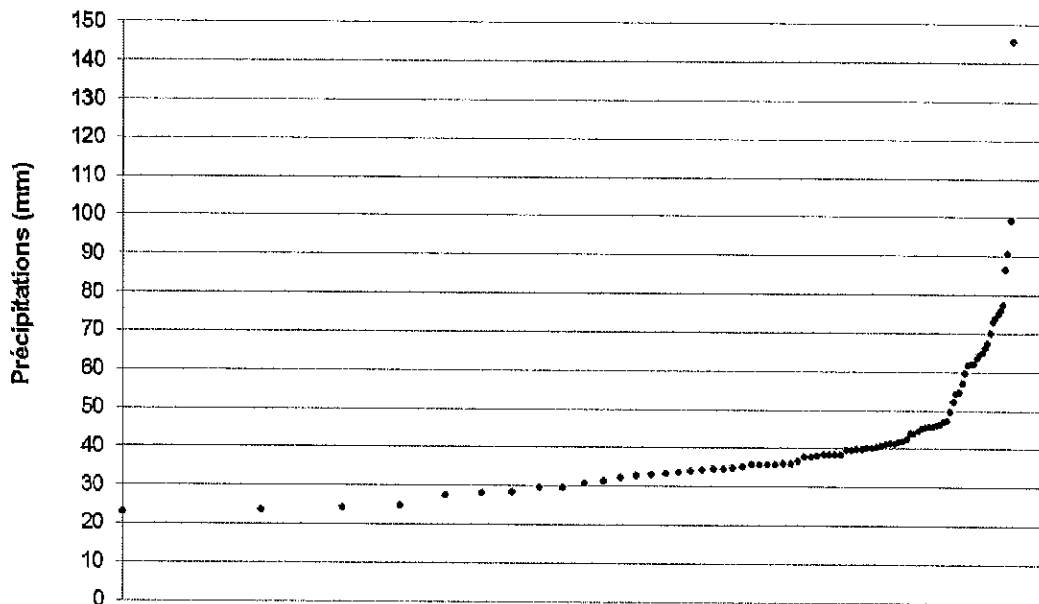


Figure 1 Précipitations journalières maximales annuelles enregistrées à la station pluviométrique de Chelsea (7031360) entre 1927 et 2011 (valeurs classées sur une échelle logarithmique des probabilités empiriques).

Différentes lois d'ajustement ont été considérées lors des analyses statistiques. La loi retenue est celle de *GEV (Generalized Extreme Value)* de la famille de la loi de *Gumbel*. Cette loi (GEV) présente le meilleur ajustement lors du test d'adéquation du χ^2 (avec une probabilité critique de 0,08). La figure 2 montre l'ajustement aux mesures pour différentes probabilités au non-dépassement (pour des périodes de retour > 2 ans). Cet ajustement représente une estimation des conditions réelles et ce, en raison de l'extrapolation pour de très faibles probabilités à partir d'une série de mesures relativement restreinte

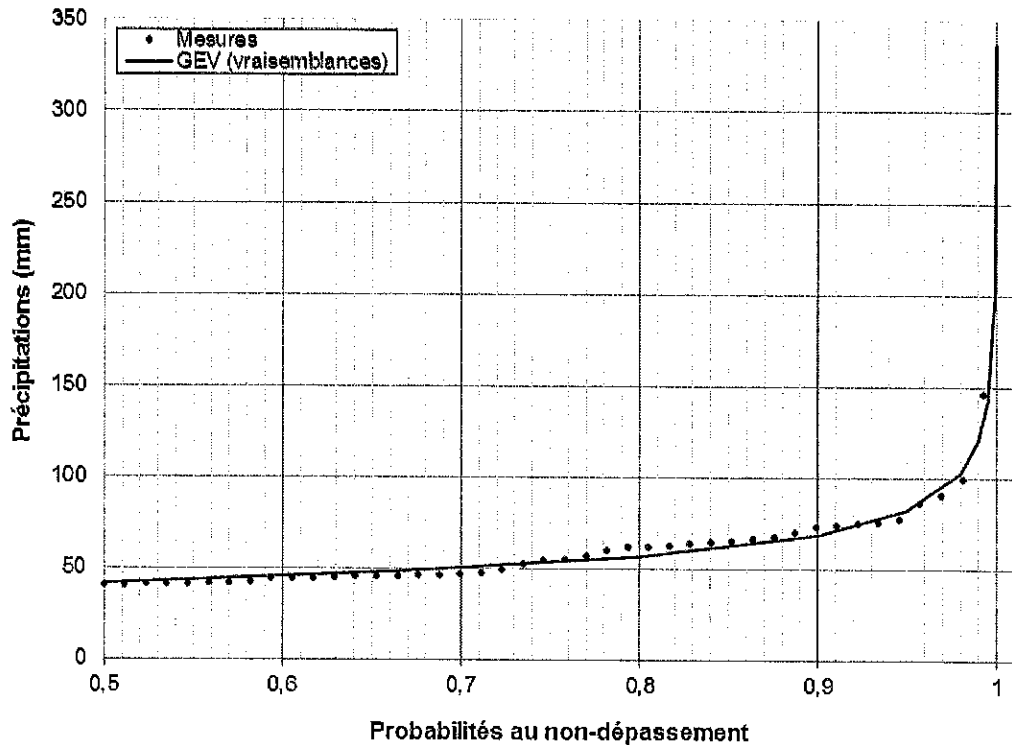


Figure 2 Précipitations journalières maximales annuelles selon différentes probabilités au non-dépassement (supérieures à 0,5) selon la loi d'ajustement GEV maximum des vraisemblances.

Selon les calculs réalisés, la précipitation journalière équivalente à la période de retour de 10 000 ans est de 337 mm. Pour fins de comparaison, la précipitation maximale probable journalière a déjà été évaluée à 12 pouces (300 mm) dans la région de Chelsea (Environnement Canada, 1968). Ainsi, l'analyse réalisée adopte une approche prudente qui s'inscrit bien dans le cadre de la sécurité des barrages et des changements climatiques auxquels nous faisons face. Selon cet ajustement, les précipitations associées aux périodes de retour de 100 ans et de 1 000 ans sont respectivement de 121 mm et de 204 mm. Toujours selon cet ajustement, la précipitation de 145,8 mm du 23 juin 2011 est

associée à une période de retour de 225 ans. La précipitation de 116,0 mm du lendemain (24 juin 2011) est pour sa part associée à une période de retour d'environ 85 ans.

2.2 RÉPARTITION DES PRÉCIPITATIONS

La répartition temporelle des précipitations journalières calculées précédemment a été simulée en prenant en compte la répartition mesurée à la station de Chelsea et observée lors de la pluie réelle du 23 et 24 juin 2011. En effet, à ce moment des accumulations maximales de 136 mm en 6 heures et de 60 mm en une (1) heure ont été enregistrées à la station de Chelsea.

Ainsi, la quantité maximale de pluie considérée sur une durée de six (6) heures est de 200 mm, soit une valeur supérieure à celle de la pluie de juin 2011. Au milieu de la pluie, sur une durée de 12 heures, la répartition utilisée est celle qui a été développée par le SEA (Service Atmosphérique – Environnement Canada).

La figure 3 présentée ci-dessous montre ces répartitions pour les récurrences de 100 ans, 1 000 et 10 000 ans.

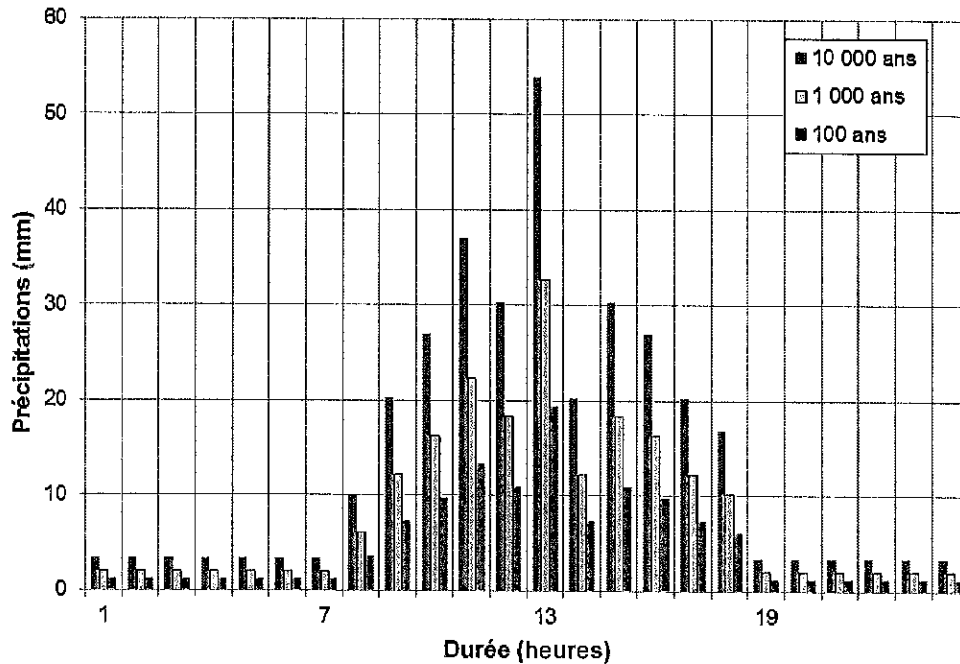


Figure 3 Répartition temporelle des précipitations journalières associées aux périodes de retour de 100 ans, 1 000 ans et 10 000 ans selon le type SEA pour une durée de 12 heures au milieu de la pluie.

2.3 CARACTÉRISATION DU BASSIN

Le bassin versant à l'étude possède une superficie de 17,5 km² dont la majorité repose sous un couvert boisé (64,2%). Le tableau suivant liste les différentes occupations du territoire en fonction de la superficie contributive totale du bassin versant.

Tableau 1 Superficies contributives selon l'occupation du territoire à l'intérieur du bassin versant

Occupation du territoire	Superficies contributives
Forêts	64,2 %
Friche	14,0 %
Résidentielle	11,2 %
Cultures	7,3 %
Lacs	2,9 %
Marécages	0,4 %

La pente moyenne du bassin est relativement élevée à 9,5 % en raison de la présence d'un escarpement sur la portion nord du bassin versant. Le bassin versant est occupé par plusieurs lacs dont le principal, en termes de superficie (autre que le lac Mountains) est le lac Kingsmere. Cette présence a été prise en compte dans la détermination du coefficient de ruissellement. Ainsi, en fonction de cette caractérisation du bassin versant, le coefficient de ruissellement pondéré associé à la méthode du CN (*Curve Number*) a été établi à 55 (sans le lac Mountains).

La longueur hydraulique du bassin versant qui relie la crête à l'exutoire (barrage) a été établie à 7,7 km et repose sur une pente moyenne de 3,4%. Le paramètre « *Lag time* », qui permet de tenir compte du décalage entre le moment où la précipitation tombe et le ruissellement des eaux, a été estimé de manière conservatrice à trois (3) heures. Les pertes initiales (*initial abstractions*) ont été définies à 10% de l'emmagasinement total afin de simuler une saturation des sols au moment où la pluie déferle sur le bassin. Ces paramètres ont tous été spécifiés dans le modèle numérique créé avec le logiciel HEC HMS 3.5.



3 LAMINAGE DES CRUES

3.1 CAPACITÉ D'ÉVACUATION

La capacité d'évacuation des eaux contenues dans le lac Mountains est d'abord contrôlée par un canal d'évacuation, tel que présenté sur la figure de localisation à l'annexe 1. Il s'agit du seul exutoire des eaux contenues dans le lac Mountains¹.

Lorsque le niveau du lac est inférieur à la cote $\pm 101,0$ m, aucun écoulement ne se fait dans ce canal. Par conséquent, on ne peut pas abaisser le niveau d'eau du lac sous cette cote à l'annonce d'une crue ou à la fin de la période automnale pour faire face aux crues printanières suivantes.

La figure 4 présentée ci-dessous montre le barrage Beamish érigé près des deux (2) ponceaux sous le chemin Hollow Glen.

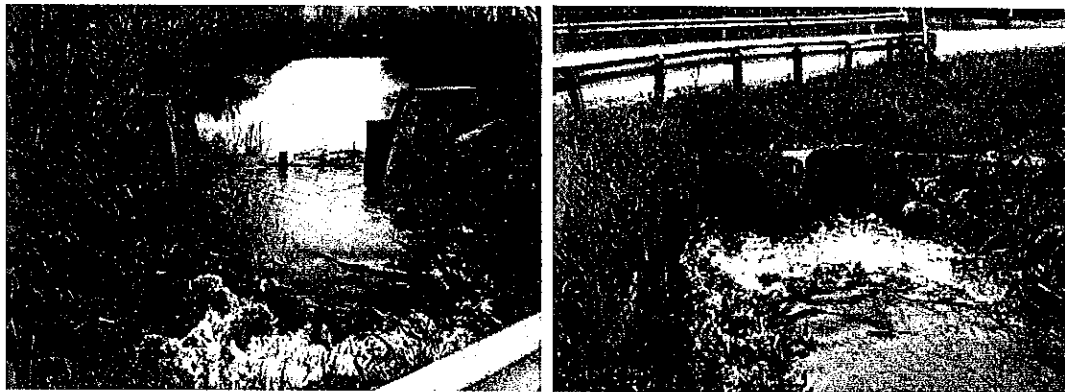


Figure 4 Barrage Beamish (photo de gauche) et ponceaux sous le chemin Hollow Glen (photo de droite).

Le niveau « normal d'exploitation » du lac est contrôlé par les poutrelles de bois qui sont placées sur le barrage Beamish dans le canal d'évacuation. Cependant, depuis la crue extrême de 2011, la Municipalité nous a indiqué que ces poutrelles ne sont plus replacées sur cet ouvrage et ce, en raison de recommandations qui ont été faites par d'autres à la suite de ces événements. En effet, en enlevant les poutrelles, on diminue le niveau normal du lac, permettant ainsi une plus grande atténuation des crues (laminage).

L'analyse de la capacité du barrage a donc pris en compte la présence de ce barrage sur le canal, mais sans les poutrelles.

¹ On ne tient pas compte de l'écoulement qui se fait à travers la digue (chemin Hollow Glen).

La courbe d'évacuation du barrage est présentée à la figure 5 et elle tient compte du contrôle exercé par ses divers éléments (i.e. canal, barrage Beamish et ponceaux). Le débit évacué par le barrage est de 4,5 m³/s au moment où le niveau d'eau est de 103,0 m, soit de 1,0 m sous le point bas du chemin Hollow Glen relevé à la cote 104,0 m. Le débit évacué augmentera rapidement dans le cas où le niveau d'eau dépasse le point bas. À ce moment, l'écoulement est incontrôlé et le chemin est susceptible d'être érodé par les eaux. Cette situation est susceptible d'entraîner une rupture de la digue, soit le scénario de bris considéré plus loin dans cette étude.

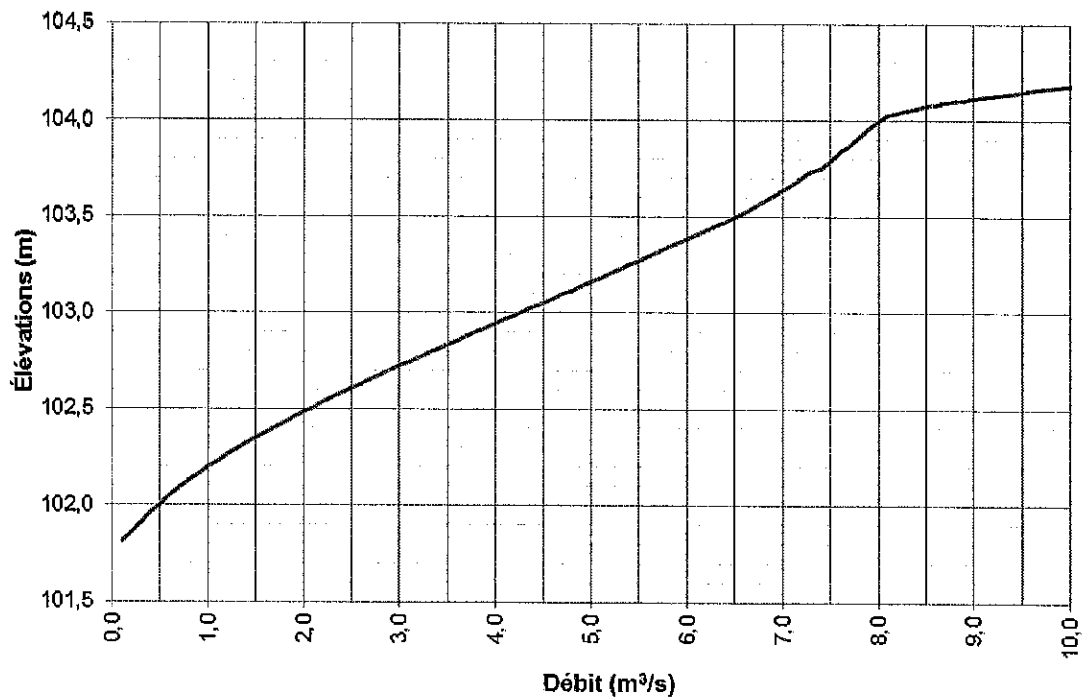


Figure 5 Courbe d'évacuation du barrage Hollow Glen établie en ne considérant pas la présence de poutrelles sur le barrage Beamish en amont.

Cette courbe tient compte de la capacité du canal d'évacuation, du barrage Beamish et des deux (2) ponceaux en tôle ondulée sous le chemin Hollow Glen.



3.2 CRUE DU 23 ET 24 JUIN 2011

Un calcul de laminage a d'abord été fait afin de simuler le passage de la crue historique du 23 et 24 juin 2011 dans le lac Mountains. Ce calcul vise à vérifier l'exactitude du modèle numérique afin d'établir les niveaux maximums atteints au lac à la suite d'événements extrêmes.

Les précipitations récoltées à la station de Chelsea (7031360) entre les 22 juin et 25 juin ont été spécifiées dans le modèle numérique. En effet, pour cette période, on dispose de mesures biquotidiennes de précipitations. Ainsi, une quantité totale de 279,4 mm a été définie dans le modèle entre 18h00 le 22 juin et 8h00 le 26 juin.

La capacité d'évacuation a été ajustée dans le modèle afin de tenir compte de la présence, selon les observations obtenues, des poutrelles sur le barrage Beamish ; le niveau du dessus des poutrelles était alors à la cote $\pm 102,9$ m (CIMA+, 2011).

Les simulations réalisées ont permis de déterminer que le niveau d'eau maximal atteint lors de cette crue était au-dessus de la crête du barrage (104,0 m) au moment où la capacité d'évacuation du barrage était limite. À titre comparatif, un niveau d'eau de $\pm 104,16$ m a été observé par les employés municipaux (Cima+, 2011) lors des événements.

3.3 CRUE 100 ANS

Le laminage de la crue associée à la période de retour de 100 ans a ensuite été simulé. Les règles de l'art suggèrent de considérer que le niveau d'eau du lac-réservoir est à sa cote maximale d'exploitation au moment où la crue frappe le lac-réservoir.

Nous avons considéré le niveau initial de 102,9 m, soit le niveau maximal d'exploitation annuel alors qu'on maintenait des poutrelles sur le barrage Beamish (approche prudente).

La figure 6, présentée ci-dessous, montre les résultats des calculs de laminage de la crue 100 ans à travers le lac-réservoir. On y voit les niveaux d'eau en fonction du temps (limnigramme). Le niveau maximal est atteint près de 27 heures après le début de la simulation alors que le lac est à la cote $\approx 103,7$ m.

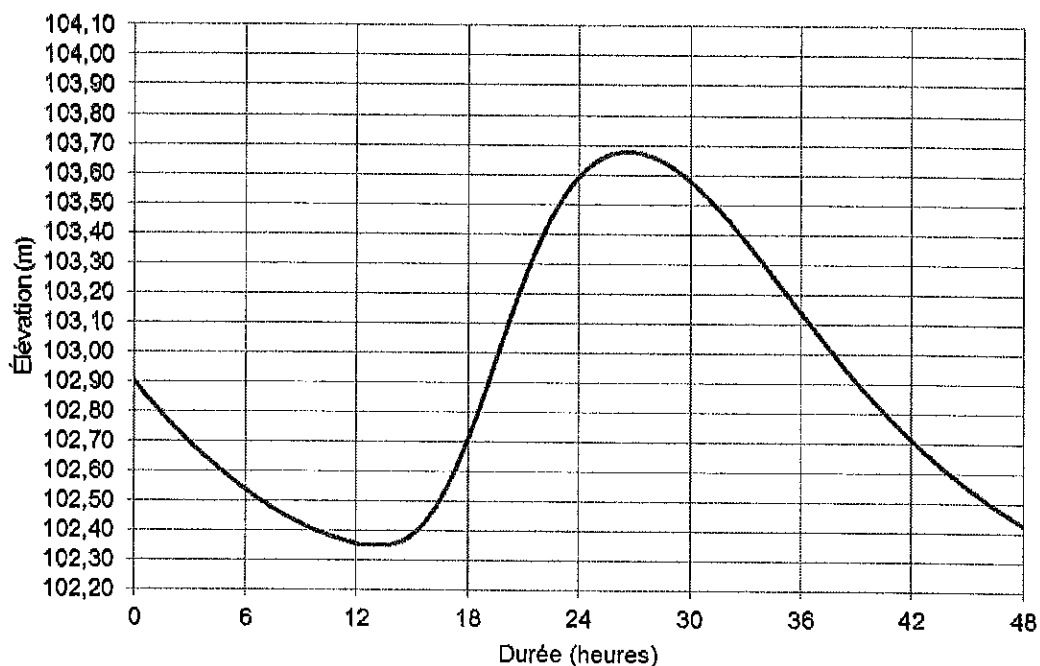


Figure 6 Niveaux d'eau en fonction du temps (limnigramme) lors du passage de la crue 100 ans dans le lac-réservoir du barrage Hollow Glen (X2116719).

La figure 7 montre les hydrogrammes entrant et sortant du lac-réservoir lors du passage de la crue 100 ans. Le débit maximal évacué en aval du barrage est de $7,2 \text{ m}^3/\text{s}$ lors de l'atteinte du niveau d'eau maximal dans le lac ($\approx 103,7 \text{ m}$).

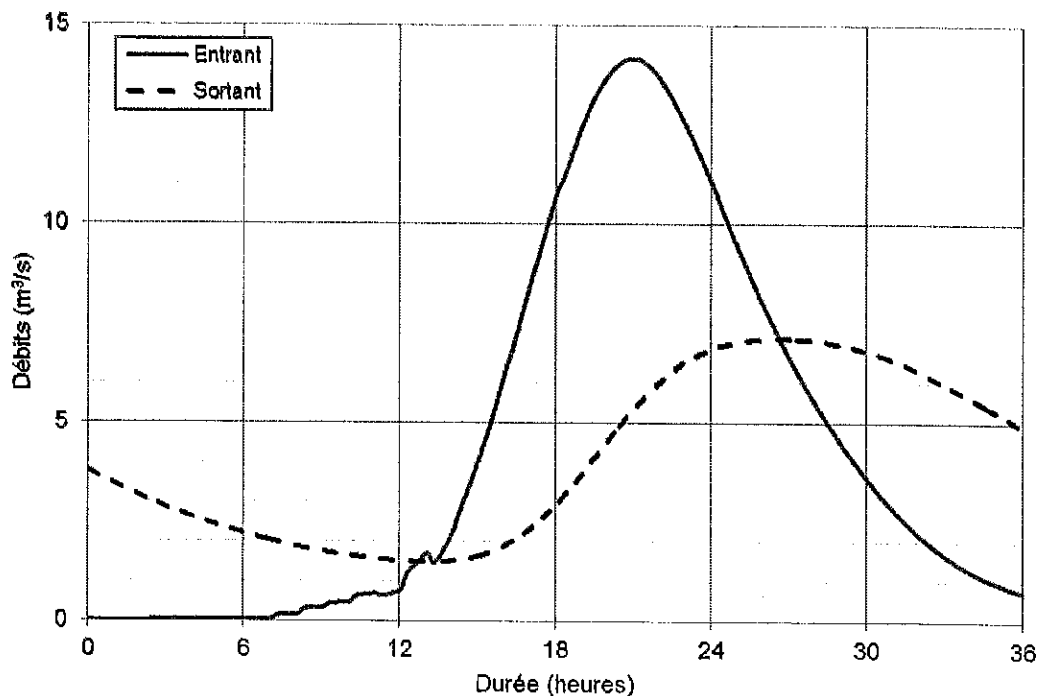


Figure 7 Débits en fonction du temps (hydrogrammes entrant et sortant) lors du passage de la crue 100 ans dans le lac-réservoir du barrage Hollow Glen (X2116719).

Cette analyse montre que le barrage existant permet d'évacuer la crue 100 ans considérée dans cette étude, soit de 121 mm en 24 heures selon la répartition choisie. Le niveau d'eau du lac demeure haut à la suite de cette crue et ce, pendant plusieurs heures.

3.4 CRUES 1 000 ANS ET 10 000 ANS

Les calculs de laminage des crues 1 000 ans et 10 000 ans dans le lac-réservoir ont été réalisés et ont permis de constater que le rehaussement du niveau du lac dépasse le niveau de la crête du barrage. À ce moment les ouvrages d'évacuation sont surchargés et l'écoulement incontrôlé se fait au-dessus de la digue (chemin Hollow Glen). Le chemin pourrait alors être érodé et pourrait être endommagé par cet écoulement. Par conséquent, il est conclu que le barrage ne peut tout simplement pas évacuer les apports générés par une crue supérieure à 100 ans.



4 ÉTUDE DE BRIS

L'étude de bris de barrage a été réalisée en considérant la rupture de l'ouvrage au moment où le niveau d'eau atteint la crête du barrage à la cote 104,0 m. Deux scénarios ont été vérifiés à savoir une rupture en temps et l'autre, en période de crue 10 000 ans.

4.1 PARAMÈTRES DE BRÈCHE

Les paramètres de brèche ont d'abord été évalués afin de déterminer le débit de brèche au droit du barrage. Pour ce faire, les équations suivantes présentées par Fread (2001) ont été utilisées :

$$Q_{br} = 0,13 k_b k_f (V_R H)^{0,875}$$

$$t_f = 0,13 k_b k_f / H^{0,875}$$

Dans lesquelles :

- b_{av} est la largeur moyenne de la brèche (pieds);
- t_f est le temps de formation de la brèche (heures);
- k_b est de 0,7 pour une érosion interne et de 1,0 pour débordement par-dessus crête;
- V_R est le volume de la retenue d'eau (acres-pieds);
- H est la hauteur d'eau par rapport au-dessus du fond de la brèche (pieds).

Ces équations sont basées sur des analyses statistiques réalisées à partir des caractéristiques de 63 brèches historiques de barrages dont la hauteur est comprise entre 4,5 m et 86,9 m. Au niveau 104,0 m, soit tout juste avant l'atteinte de l'élévation initiant la rupture, la superficie de la retenue d'eau pourrait atteindre 0,246 km². Au niveau 103,5 m, cette superficie est de 0,1762 km² et au niveau 103,0 m, elle est de 0,1632 km². En ne connaissant pas la superficie associée à la cote 95,0 m (soit au fond du lac), nous avons utilisé la superficie de 0,1632 km². Par conséquent, un volume d'eau de près de 1,5 millions de mètres cubes est ainsi estimé de manière conservatrice.

Les variables associées aux équations précédentes sont respectivement de:

- $k_b = 1,0$;
- $V_R = 1,5$ millions de m³, soit ≈ 1216 acres-pieds;
- $H = 104,0 \text{ m} - 95,0 \text{ m} = 9,0 \text{ m}$, soit 29,6 pieds.



En remplaçant dans les équations précédentes :

$$L_{br} = 0,5(3,0)(32,06 + 25,6)^{0,58} = 131 \text{ pieds, soit } 40 \text{ mètres;}$$

$$t_p = 0,5(32,06)^{0,58} / 25,6^{0,42} = 0,61 \text{ heures, soit } 37 \text{ minutes.}$$

Nous avons comparé ces valeurs avec celles qui sont admises dans la littérature pour des ouvrages en remblai. Ainsi, selon HEC (1981), la largeur de la brèche devrait être comprise entre 0,5H et 4,0H où H est la hauteur du barrage. Avec une hauteur de 9,0 m, la largeur est donc comprise entre 4,5 m et 36,0 m. La durée de la rupture devrait se situer entre 0,5 et 4,0 heures. Les variables calculées sont conservatrices et se situent à l'intérieur des plages de valeurs admises pour des barrages similaires.

4.2 DÉBIT DE BRÈCHE

Ces variables ont été spécifiées dans le modèle NWS FLDWAV 3.0 afin de déterminer le débit de brèche généré au barrage. Selon cette modélisation, un débit de pointe de $\approx 550 \text{ m}^3/\text{s}$ a été déterminé. À noter que des pentes de parois de 1H:1V ont été considérées avec un coefficient linéaire de progression de 1,0, soit des valeurs standards pour des brèches dans des ouvrages en remblai. Ce débit a été déterminé ≈ 30 minutes après l'initiation de la brèche. À ce moment, la largeur de la brèche est de ≈ 28 mètres et le niveau d'eau est à la cote 102,4 m. La figure 8 montre l'hydrogramme de rupture au droit du barrage. Le débit évacué initialement au barrage est de l'ordre de $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ alors que les ponceaux sont surchargés.

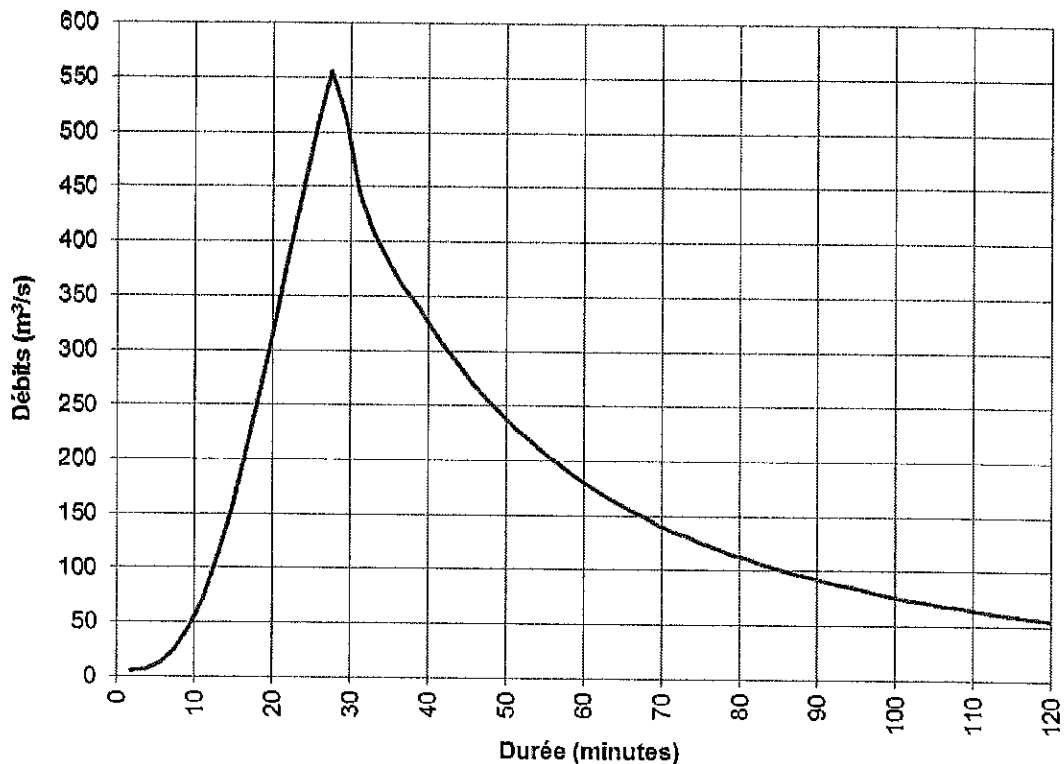


Figure 8 Débits en fonction du temps (hydrogramme) lors de la rupture du barrage Hollow Glen (X2116719).

4.3 RUPTURE EN CRUE 10 000 ANS

Le premier scénario présenté est celui d'une rupture en période de crue 10 000 ans.

La crue 10 000 ans a d'abord été évaluée en considérant les débits de pointe calculés dans l'étude hydraulique du pont (MTQ, 2004). Pour ce faire, en considérant une crue moyenne de $29 \text{ m}^3/\text{s}$, la crue 10 000 ans est de l'ordre de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ en considérant la répartition selon la Loi de Gumbel.

La propagation de l'onde de rupture dans la vallée en aval du barrage a été simulée avec le modèle NWS FLDWAV 3.0 jusqu'à la section transversale la plus en aval, située au chainage 7,291 km, mesuré par rapport au barrage. Les conditions frontières aval considérées dans le modèle sont établies à cet endroit par l'équation de *Manning*. Cette condition frontière est adaptée au site à l'étude et permet de prendre en compte un éventuel refoulement des eaux généré par la présence de la rivière des Outaouais en aval du pont. La figure 9 montre les hydrogrammes au barrage et à cette section de 7.291 km (trait pointillé noir).

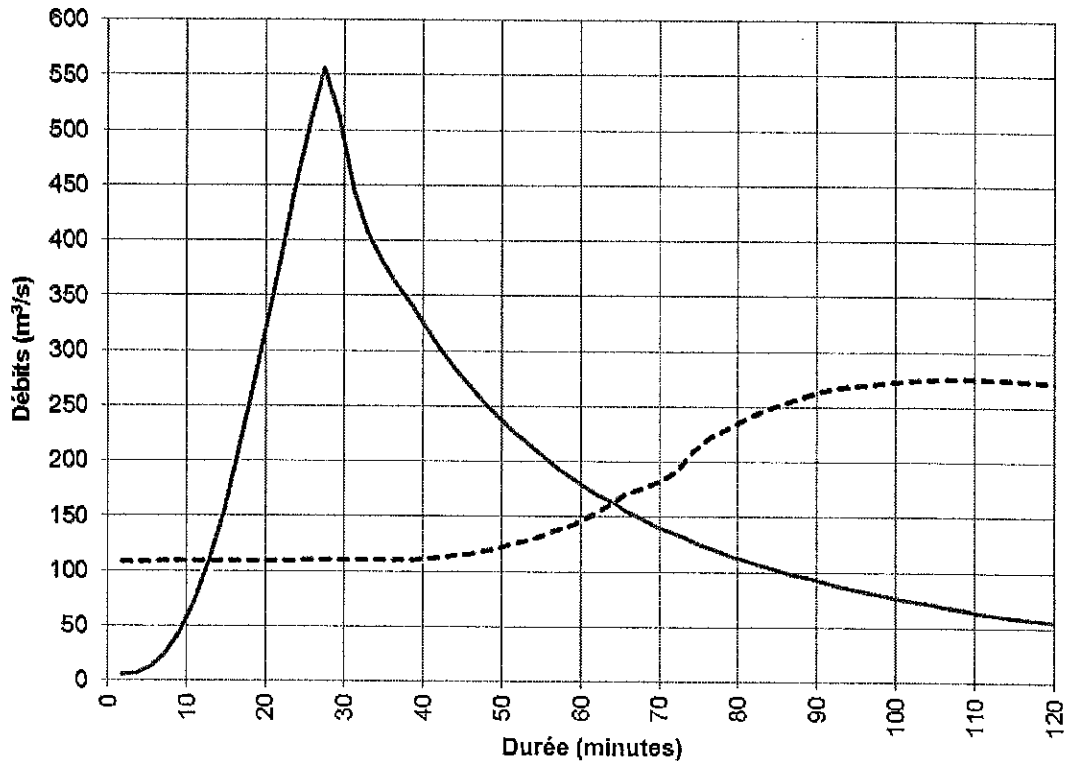


Figure 9 Débits en fonction du temps (hydrogramme) lors de la rupture du barrage Hollow Glen (X2116719) au barrage et à la section transversales de 7,291 km.

Le débit maximum calculé à cette section est de 280 m³/s et ce, ≈ 2 heures après l'initiation de la brèche. L'atténuation du débit maximal entre le barrage et cette section (7.291 km) est donc de ≈ 50%.

Le pont de la route 148 est situé à 7,291 km en aval du barrage du lac Hollow Glen. La section transversale de la rivière Breckenridge au droit de ce pont a été obtenue sur des plans émis pour soumission (MTQ, 2011). Tel que montré sur ces plans, le soffite du pont est à l'élévation de ± 65,0 m et le fond de la rivière est à la cote ± 58,0 m, soit une hauteur libre totale de près de 7,0 m.

Le niveau d'eau atteint au droit du pont de la route 148 est de 65,5 m alors que la vitesse d'écoulement à la sortie du pont est de l'ordre de 2,5 m/s. Cette vitesse moyenne d'écoulement ne permet pas de supposer que l'empierrement de calibre 300-500 mm montré au plan puisse être érodé au droit des culées du pont sur pieux.



Par conséquent, en fonction des résultats obtenus, il est conclu que le pont de la route 148 n'est pas lourdement endommagé ou détruit par la rupture du barrage Hollow Glen en période de crue 10 000 ans bien que surchargé par l'ajout de l'onde de rupture.

4.4 RUPTURE EN TEMPS SEC

Le deuxième scénario présenté est celui d'une rupture en temps sec.

La propagation de l'onde de rupture dans la vallée en aval du barrage a été simulée avec le modèle NWS FLDWAV 3.0 jusqu'à la section transversale la plus en aval, située au chainage 7,291 km, mesuré par rapport au barrage.

Le débit maximum calculé à cette section est de 217 m³/s et ce, ≈ 2 heures après l'initiation de la brèche. L'atténuation du débit maximal entre le barrage et cette section (7.291 km) est donc de ≈ 60%. La figure 10 montre les hydrogrammes au barrage et à cette section de 7.291 km (trait pointillé noir).

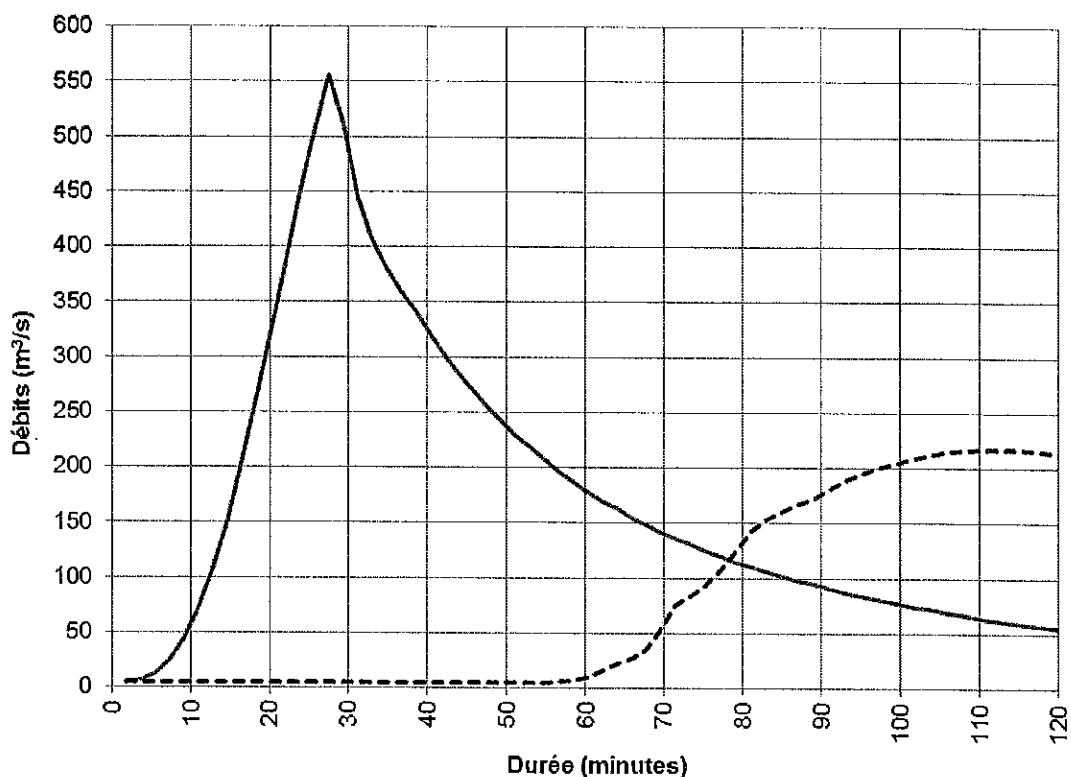


Figure 10 Débits en fonction du temps (hydrogramme) lors de la rupture du barrage Hollow Glen (X2116719) au barrage et à la section transversales de 7,291 km.



Les simulations de la rupture ont permis de déterminer que le niveau maximal est de 64,7 m au pont. La vitesse d'écoulement moyenne à la sortie du pont a été déterminée à 2,5 m/s. Ce niveau d'eau maximal atteint est à 0,3 m sous le soffite du pont.

Cette vitesse moyenne d'écoulement ne permet pas de supposer que l'empierrement de calibre 300-500 mm montré au plan puisse être érodé au droit des culées du pont sur pieux.

Par conséquent, en fonction des résultats obtenus, il est conclu que le pont de la route 148 n'est pas lourdement endommagé ou détruit par la rupture du barrage Hollow Glen en temps sec bien que surchargé par cette onde de rupture.

[REDACTED] le débit en aval du barrage est limité par la capacité du barrage Hollow Glen et qu'il est identique peu importe le scénario (capacité maximale de 7.5 m³/s).

L'évacuation du débit de brèche entrainera probablement une érosion importante des berges de la rivière dans cette zone encaissée jusqu'à l'endroit où une restriction importante est observée dans la vallée (section № 7).

À cet endroit, les vitesses d'écoulement maximales calculées sont de 8,0 m/s. [REDACTED]

5 CONCLUSION

L'étude réalisée a permis de déterminer les crues prévues au droit du barrage du lac Hollow Glen et ce, pour des périodes de retour de 100 ans, 1 000 ans et 10 000 ans. Ces crues ont été déterminées en utilisant des données pluviométriques de la station de Chelsea située à proximité et jugées représentatives des conditions hydrologiques du site à l'étude. La précipitation extrême de près de 262 mm en deux (2) jours des 23 et 24 juin 2011 a été prise en compte afin d'extrapoler les précipitations journalières pour les périodes de retour mentionnées précédemment. Ce calcul est basé sur une approche conservatrice qui tient compte du contexte de changements climatiques auquel nous faisons actuellement face.

Les calculs de capacité hydraulique ont permis de déterminer que le barrage évacue un débit maximal de près de 7,5 m³/s au moment où le niveau d'eau dans le canal d'évacuation atteint la cote de 104,0 m, soit le point bas relevé sur le chemin Hollow Glen.

Le calcul de laminage de la crue 100 ans dans le lac-réservoir du barrage a permis de déterminer que le niveau d'eau atteint (103,7 m) est alors près de ce point bas (\approx 104,0 m). Le passage des crues 1 000 ans et 10 000 ans dans la retenue entraîne un débordement par-dessus la crête, soit une situation de rupture potentielle de l'ouvrage. Nous avons donc simulé une rupture du barrage au moment où le niveau d'eau du lac-réservoir atteindrait la cote de 104,0 m. À ce moment, le débit évacué par les ponceaux en aval du barrage est relativement faible comparé au débit de brèche prévu. Les paramètres de la brèche ont été définis en utilisant des équations développées à la suite d'analyses statistiques de brèches historiques de barrages. Basé sur ces équations, une brèche d'une largeur de près de 40 mètres se forme complètement sur une durée de 37 minutes. Ces valeurs sont conformes aux critères normalement considérés pour des barrages en remblai et sont appropriés à la géométrie de l'ouvrage à l'étude. À l'aide du modèle développé avec le logiciel NWS FLDWAV 3.0, le débit de brèche maximal a été déterminé à près de 550 m³/s au droit du barrage et ce, près d'une demi-heure après la formation de cette brèche.

Deux scénarios ont été considéré afin de vérifier les conséquences en aval, à savoir, une rupture en crue 10 000 ans et une rupture en temps sec. L'atténuation de ce débit de brèche a été simulée à l'aide du modèle numérique et ce, jusqu'au droit du pont de la route 148, soit près de 7,291 km en aval du barrage. À cet endroit, le débit maximal de l'onde a été calculé à 217 m³/s en temps sec, représentant une atténuation de \approx 60% du débit de brèche calculé au droit barrage. En crue 10 000 ans, ce débit maximal est de l'ordre de 290 m³/s soit une atténuation de \approx 60% du débit de brèche calculé au droit barrage.

Nous avons utilisé les plans émis pour soumission afin de vérifier si le passage d'un tel débit engendre des dommages lourds ou la destruction du pont de la route 148. Les simulations de rupture en temps sec montrent que le niveau d'eau atteint au droit du pont de 64,7 m est sous le soffite alors que la revanche hydraulique disponible est de 0,3 m. Les vitesses moyennes ne permettent pas de conclure que l'empiérement de protection montrée aux plans pourrait être érodé et affecter les fondations sur pieux de la structure.



La rupture en crue 10 000 ans pour sa part génère un rehaussement de 65,5 m au droit du pont. Ce niveau touche le soffite du pont. Cependant, les vitesses d'écoulement ne permettent pas de conclure que l'empiérement de protection montrée aux plans pourrait être érodé et affecter les fondations sur pieux de la structure.

Par conséquent en fonction des résultats obtenus, nous pouvons conclure que la rupture du barrage en temps sec ou en crue 10 000 ans ne devrait pas entraîner des dommages lourds ou la destruction du pont de la route 148. Cependant, à titre préventif, la circulation routière devrait être arrêtée aussitôt que l'alerte de la rupture du barrage est donnée.

[REDACTED]

La présence de la route nationale 148 représente l'élément discriminant qui permettait d'établir un niveau de conséquences « très important » en cas de rupture. [REDACTED]

[REDACTED] Dans ce cas, la crue de sécurité du barrage devrait être révisée à 1 000 ans. Tel qu'expliqué précédemment, le passage de cette crue entraîne actuellement un débordement par-dessus le point bas du chemin Hollow Glen et cette situation est susceptible d'entraîner la rupture de la digue du barrage. La capacité hydraulique du barrage devrait être augmentée afin de limiter le rehaussement du niveau d'eau et pour maintenir une revanche hydraulique acceptable avec le point bas du chemin Hollow Glen. Ces modifications devront faire l'objet d'une pré-ingénierie à court terme.

La présente étude devrait être validée dans le cas où des précipitations exceptionnelles seraient observées à court terme sur le site. Cependant, nous sommes d'avis que les précipitations journalières considérées dans cette étude pour évaluer les apports sont conservatrices.



RÉFÉRENCES

CIMA+ (2011), Plan préliminaire de gestion des eaux du lac Mountains (lac Beamish).

Chow, V.T. (1959), Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New York.

Environnement Canada (1968), Les pluies maximales probables au Québec, Cahiers de géographie du Québec, vol. 12, n° 27.

FREAD, D.L. (1999), NWS FLDWAV Model Theoretical description/User documentation, Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service (NWS), NOAA.

Fread, D. L., (2001), Some Existing Capabilities and Future Directions for Dam-Breach Modeling/Flood Routing, Proceedings FEMA Workshop on "Issues, Resolutions, and Research Needs Related to Embankment.

French, R. H. (1985), Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New York.

Genivar (2011), Inspection statutaire du barrage Hollow Glen.

HEC (1981), NWS DAMBRK User's Manual.

McCuen, R. H. (2005), Hydrologic Analysis and Design, Prentice Hall, New Jersey.

MTQ, (2011), Construction d'un pont en béton armé sur la route 148 au-dessus de la rivière Breckenridge. Identification technique : P0-07-14945. Plans émis pour soumission.

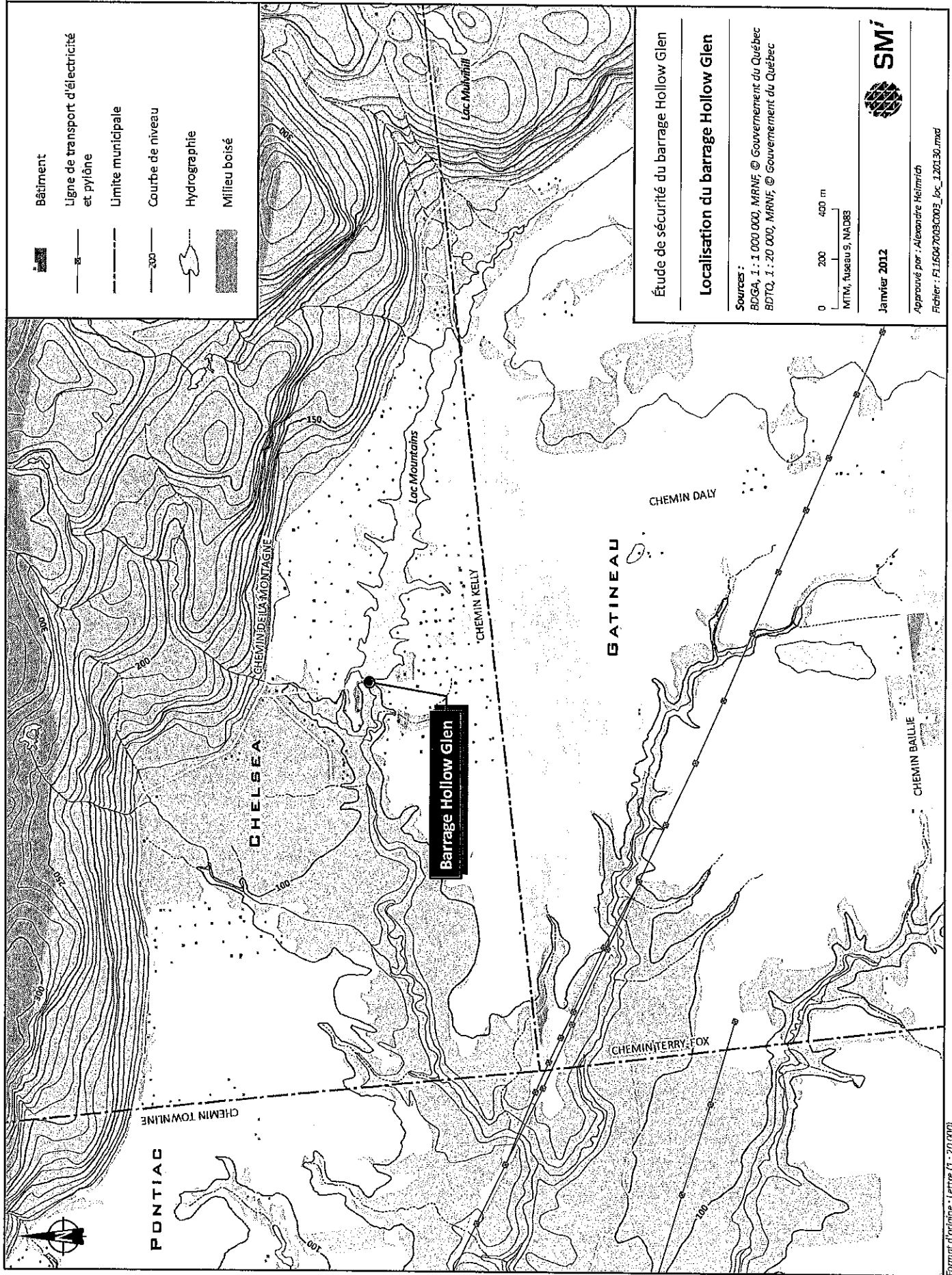
MTQ, (2004), Étude hydraulique/pont sur la route 148 au-dessus de la rivière Breckenridge. Minh Tran, Gagnon, Direction des structures.







USBR, (1987), Design of Small Dams, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington D.C.



Annexe 1

PLAN DE LOCALISATION

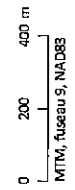


-  Bâtiment
-  Ligne de transport d'électricité et pylône
-  Limite municipale
-  Courbe de niveau
-  Hydrographie
-  Milieu boisé


Étude de sécurité du barrage Hollow Glen

Localisation du barrage Hollow Glen

Sources :
 BDGA, 1 : 1 000 000, MRNF, © Gouvernement du Québec
 BDTQ, 1 : 20 000, MRNF, © Gouvernement du Québec



Janvier 2012

 **SMI**

Approuvé par : Alexandre Helmrich
 Fichier : FL16047003003_loc_120130.mxd





Annexe 3
RÉSULTATS DÉTAILLÉS

TOTAL INFLOW (1000 CM)	TOTAL OUTFLOW (1000 CM)	TOTAL VOLUME	CONTINUITY ERROR
RIVER	RIVER	CHANGE(1000 CU-M)	(PERCENT)
1543.81	1531.33	13.21	-0.05
TRIBUTARIES	TRIBUTARIES		
0.00	0.00		

TOTAL VOLUME/ACTIVE VOLUME CHANGE (%) OF RIVER 1 = -0.81 0.55

TOTAL ITERATIONS FOR EACH OF 1 RIVERS.
178

TOTAL TIME= 6.00 TOTAL NO. OF TIME STEPS: KTIME= 13 NUMTIM= 145

PROFILE OF CRESTS AND TIMES
* ORIGINAL CROSS-SECTION
PEAK STAGE EXCEEDED MAX HS

RVR NO.	SEC NO.	LOCATION KM	BOTTOM METERS	TIME MAX WSEL(HR)	MAX WSEL METERS	TIME MAX FLOW(CMS)	MAX FLOW CMS	MAX VEL (M/S)
1	1*	0.000	95.00	0.45750	104.03	0.42700	556.	1.02
1	2*	0.039	94.00	0.45750	101.32	0.42700	556.	1.56
1	3*	0.119	94.00	0.45750	101.12	0.42700	527.	1.67
1	4*	0.219	94.00	0.45750	101.04	0.45750	503.	0.93
1	5*	0.265	94.00	0.45750	100.89	0.45750	499.	1.60
1	6*	0.332	94.00	0.45750	99.50	0.45750	490.	0.61
1	7*	0.403	92.00	0.48800	96.18	0.48800	485.	3.91
1	8*	0.530	90.00	0.48800	94.67	0.48800	482.	2.14
1	9*	0.576	89.00	0.48800	94.08	0.48800	479.	3.46
1	10*	0.776	85.00	0.51850	88.81	0.51850	473.	6.14
1	11*	0.853	80.00	0.54900	86.71	0.51850	470.	2.16
1	12*	0.907	79.00	0.54900	86.50	0.51850	466.	1.90
1	13*	0.955	79.00	0.54900	86.21	0.51850	461.	3.94
1	14*	1.023	77.00	0.54900	85.72	0.54900	457.	2.36
1	15*	1.202	77.00	0.57950	84.11	0.54900	454.	3.06
1	16*	1.402	76.00	0.64050	82.15	0.57950	446.	2.53
1	17*	1.569	74.00	0.70150	81.46	0.57950	427.	2.30
1	18*	1.788	73.00	0.76250	80.87	0.61000	389.	1.92
1	19*	1.818	73.00	0.76250	80.85	0.64050	384.	1.43
1	20*	2.018	73.00	0.76250	80.43	0.70150	364.	1.82
1	21*	2.218	73.00	0.79300	79.73	0.73200	352.	2.43
1	22*	2.418	71.00	0.82350	78.80	0.79300	344.	2.09
1	23*	2.600	71.00	0.88450	77.74	0.79300	339.	2.60
1	24*	2.800	70.00	0.94550	76.95	0.82350	331.	1.75
1	25*	3.022	70.00	0.97600	76.41	0.85400	320.	1.61
1	26*	3.064	70.00	0.97600	76.34	0.88450	318.	1.31
1	27*	3.119	70.00	1.00650	76.13	0.88450	315.	1.95
1	28*	3.277	70.00	1.03700	75.31	0.88450	308.	2.65
1	29*	3.391	69.00	1.06750	74.90	0.91500	303.	1.92
1	30*	7.291	58.00	1.83824	64.71	1.83824	217.	2.46

EXECUTION COMPLETED O.K.

TOTAL INFLOW (1000 CM)
 RIVER 3541.47
 TRIBUTARIES 0.00

TOTAL OUTFLOW (1000 CM)
 RIVER 3538.02
 TRIBUTARIES 0.00

TOTAL VOLUME
 CHANGE (1000 CU-M)
 4.26

CONTINUITY ERROR
 (PERCENT)
 -0.02

TOTAL VOLUME/ACTIVE VOLUME CHANGE (%) OF RIVER 1 = -0.10 1.26

TOTAL ITERATIONS FOR EACH OF 1 RIVERS.
 176

TOTAL TIME= 6.00 TOTAL NO. OF TIME STEPS: KTIME= 13 NUMTIM= 129

PROFILE OF CRESTS AND TIMES
 * ORIGINAL CROSS-SECTION
 # PEAK STAGE EXCEEDED MAX HS

RVR NO.	SEC NO.	LOCATION KM	BOTTOM METERS	TIME MAX WSEL (HR)	MAX WSEL METERS	TIME MAX FLOW (CMS)	MAX FLOW CMS	MAX VEL (M/S)
1	1*	0.000	95.00	0.03050	104.02	0.39650	556.	0.89
1	2*	0.039	94.00	0.42700	101.64	0.39650	556.	1.13
1	3*	0.119	94.00	0.42700	101.49	0.42700	527.	1.36
1	4*	0.219	94.00	0.42700	101.37	0.42700	576.	0.99
1	5*	0.265	94.00	0.42700	101.20	0.42700	572.	1.70
1	6*	0.332	94.00	0.45750	99.99	0.42700	563.	6.38
1	7*	0.403	92.00	0.45750	96.57	0.45750	580.	3.66
1	8*	0.530	90.00	0.48800	95.25	0.45750	549.	2.02
1	9*	0.576	89.00	0.48800	94.67	0.45750	543.	3.47
1	10*	0.776	85.00	0.48800	89.23	0.48800	542.	13.95
1	11*	0.853	80.00	0.51850	87.18	0.48800	537.	1.61
1	12*	0.907	79.00	0.51850	86.96	0.48800	532.	1.94
1	13*	0.955	79.00	0.51850	86.69	0.51850	529.	2.31
1	14*	1.023	77.00	0.51850	86.16	0.51850	528.	2.51
1	15*	1.202	77.00	0.54900	84.51	0.51850	523.	3.01
1	16*	1.402	76.00	0.61000	82.66	0.54900	515.	2.01
1	17*	1.569	74.00	0.67100	82.07	0.54900	492.	1.65
1	18*	1.788	73.00	0.70150	81.52	0.61000	459.	1.70
1	19*	1.818	73.00	0.70150	81.50	0.61000	455.	1.27
1	20*	2.018	73.00	0.70150	81.06	0.64050	438.	1.74
1	21*	2.218	73.00	0.73200	80.39	0.67100	426.	1.88
1	22*	2.418	71.00	0.79300	79.49	0.70150	417.	2.09
1	23*	2.600	71.00	0.85400	78.51	0.73200	411.	2.42
1	24*	2.800	70.00	0.88450	77.83	0.76250	399.	1.69
1	25*	3.022	70.00	0.91500	77.37	0.82350	386.	1.55
1	26*	3.064	70.00	0.94550	77.32	0.82350	384.	1.27
1	27*	3.119	70.00	0.94550	77.14	0.85400	382.	1.85
1	28*	3.277	70.00	1.00650	76.45	0.85400	376.	2.43
1	29*	3.391	69.00	1.03700	76.08	0.88450	372.	1.75
1	30*	7.291	58.00	1.66530	65.46	1.66530	283.	2.47

EXECUTION COMPLETED O. K.