



HAL
open science

Modélisation des ruptures de barrages issus de glissements de terrain MTES actions ONF-B5 et INRAE-5.3.6

Yann Quefféléan, Damien Kuss, Marc Fouquet, André Paquier, D. Laigle

► To cite this version:

Yann Quefféléan, Damien Kuss, Marc Fouquet, André Paquier, D. Laigle. Modélisation des ruptures de barrages issus de glissements de terrain MTES actions ONF-B5 et INRAE-5.3.6. [Rapport de recherche] Office national des forêts (ONF); INRAE; Ministère de la transition écologique et solidaire. 2020. hal-03130033

HAL Id: hal-03130033

<https://hal.science/hal-03130033v1>

Submitted on 3 Feb 2021

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Action MTES – B5

2019



Modélisation des ruptures de barrages issus de glissements de terrain

Rapport définitif

Décembre

2019



Direction Forêts et Risques Naturels
Département Risques Naturels
Pôle RTM



Unités de recherche
« RiverLy » et ETNA

Avant-propos

Cette étude a été réalisée à l'initiative du ministère de la transition écologique et solidaire, suivie par la DGPR/SRNH/BRNT (Direction Générale de la Prévention des Risques, Service des Risques Naturels et Hydrauliques, Bureau des Risques Naturels Terrestres) qui en a confié la rédaction au Département Risques Naturels – Pôle RTM de l'ONF/DFRN (Action ONF 2018 - B5) et à l'INRAE (Action INRAE 2018 n°5.3.6).

Historique de la diffusion

Version	Date	Commentaires
A		

Rédacteur(s) du rapport

ONF – RTM	
Nom - Prénom : QUEFFELEAN Yann Structure : ONF – DRN –Pôle RTM Fonction : Expert national hydraulique torrentielle	Nom - Prénom : KUSS Damien Structure : ONF – DRN –Pôle RTM Fonction : Spécialiste national hydraulique torrentielle
Nom - Prénom : FOUQUET Marc Structure : ONF – ARTMAS - Service RTM 05 Fonction : Hydraulicien au service RTM 05	
INRAE	
Nom - Prénom : PAQUIER André Structure : INRAE - Lyon - HHLY Fonction : Chercheur IGPEF, HDR / Spécialité: Modélisation numérique hydro-sédimentaire, rupture de barrage	Nom - Prénom : LAIGLE Dominique Structure : INRAE – Grenoble – ETNA - Equipe STRIM Fonction : Chercheur ICPEF, HDR / Spécialité hydraulique torrentielle – modélisation numérique

Illustrations en couverture : *Vue aérienne du glissement de Sospel à l'origine d'une petite retenue d'eau sur La Bevera – Vue 3D du glissement levé par drone le 24 avril 2018 (Bentley ©) – source : SMIAGE – Département des Alpes-Maritimes*

SOMMAIRE

I.	INTRODUCTION.....	6
I.1.	CONTEXTE ET ENJEUX.....	6
I.2.	OBJECTIFS DE L’ACTION.....	6
III.	BIBLIOGRAPHIE.....	8
III.1.	DONNEES SUR LA STABILITE DES BARRAGES ISSUS DE GLISSEMENTS DE TERRAIN.....	8
III.1.1	<i>Origine des barrages naturels issus de glissements de terrain.....</i>	8
III.1.2	<i>Classification des barrages issus de glissements de terrain.....</i>	9
III.1.3	<i>Statistiques sur la stabilité des barrages naturels issus de glissements de terrain et le temps avant début de rupture.....</i>	11
III.1.2	<i>Cinétique de la rupture des barrages naturels issus de glissements de terrain.....</i>	13
III.1.3	<i>Modes de rupture.....</i>	13
III.2.	CARACTERISTIQUES DES BARRAGES NATURELS.....	15
III.2.1	<i>Données sur le rapport entre le volume du barrage et le volume du glissement.....</i>	15
III.2.2	<i>Forme et géométrie des barrages.....</i>	16
III.3.	INDICES ET MODELES DE PREDETERMINATION DE LA STABILITE DE BARRAGES ISSUS D’UN GLISSEMENT DE TERRAIN.....	17
III.4.	RELATIONS EMPIRIQUES D’ESTIMATIONS DU DEBIT DE POINTE.....	20
III.4.1	<i>Débit de points vs hauteur d’eau.....</i>	21
III.4.2	<i>Débit de pointe vs Volume.....</i>	23
III.4.3	<i>Débit de pointe vs (Hauteur et Volume).....</i>	26
III.4.4	<i>Régressions multivariées.....</i>	27
III.4.5	<i>Inter-comparaison des modèles de prédétermination du débit de pointe.....</i>	29
III.5.	RELATIONS EMPIRIQUES D’ESTIMATION DE LA LARGEUR DE BRECHE.....	31
III.6.	RELATIONS EMPIRIQUES D’ESTIMATION DU TEMPS DE FORMATION DE LA BRECHE.....	33
III.7.	METHODES SOMMAIRES D’ESTIMATION DE L’ATTENUATION DE L’ONDE DE CRUE.....	34
III.7.1	<i>Méthode du CTGREF.....</i>	34
III.7.2	<i>Méthode du NWS (NWS Rule of Thumb).....</i>	35
III.7.3	<i>Méthode « USBR - Dams Sector ».....</i>	35
III.8.	PRESENTATION DES OUTILS DE MODELISATION.....	37
III.8.1	<i>HEC-RAS.....</i>	37
III.8.2	<i>Logiciels mis à disposition par l’UR RiverLy d’INRAE : CastorDigue et suite Rubar (RUBAR 3, RUBAR 20, RubarBE, Rubar20TS).....</i>	38
III.8.3	<i>Logiciel LogiChar « transitoire » développé par l’UR ETNA d’INRAE.....</i>	39
III.8.4	<i>Modèle EVOFOND développé par les services RTM.....</i>	41
IV.	CAS D’ETUDE 1 : GLISSEMENT DU PAS DE L’OURS (HAUTES-ALPES).....	43
IV.1.	PRESENTATION DU CAS D’ETUDE.....	43
IV.2.	HYPOTHESES DES VOLUMES ET HAUTEURS DE BARRAGES.....	43
IV.3.	ESTIMATION DU DEBIT MAXIMAL DE BRECHE (Q_p) ET DES CARACTERISTIQUES DE BRECHE (B_b, T_f, Z_b).....	44
IV.3.1	<i>Débit maximal de brèche (Q_p).....</i>	44
IV.3.2	<i>Caractéristiques de brèche (B_b, T_f, Z_b).....</i>	45
IV.4.	ESTIMATION DE L’ATTENUATION DE L’ONDE DE CRUE PAR METHODES SOMMAIRES.....	47
IV.4.1	<i>Méthode du CTGREF.....</i>	47
IV.4.2	<i>Méthode du NWS (NWS Rule of Thumb).....</i>	48
IV.4.3	<i>Méthode « USBR - Dams Sector ».....</i>	48
IV.5.	MODELISATION SOUS HEC-RAS.....	49

IV.5.1	Construction du modèle.....	49
IV.5.2	Principaux résultats des modélisations HEC-RAS.....	54
IV.6.	MODELISATION SOUS CASTORDIGUE ET LES LOGICIELS RUBAR (3, 20, BE ET 20 TS).....	60
IV.6.1	Principe de mise en œuvre.....	60
IV.6.2	Résultats.....	60
IV.7.	MODELISATION SOUS LOGICHAR.....	64
IV.7.1	Principe de mise en œuvre.....	64
IV.7.2	Résultats.....	64
IV.8.	MODELISATION D'EVOLUTION DU FOND DU LIT AVEC EVOFOND.....	73
IV.8.1	Objectif et principe de mise en œuvre.....	73
IV.8.2	Résultats.....	74
IV.9.	SYNTHESE.....	85
V.	CAS D'ETUDE 2 : RUPTURE DU BARRAGE NATUREL DE LA JOSEFINA (1993, EQUATEUR).....	88
V.1.	INTRODUCTION.....	88
V.1.1	Situation.....	88
V.1.2	Présentation du site et des événements [Cadier al., 1996].....	89
V.1.3	Objectif du travail effectué sur le cas d'étude.....	91
V.2.	SYNTHESE DES DONNEES RECOLTEES.....	91
V.2.1	Chronique des événements.....	91
V.2.2	Profil en long avant et après rupture de barrage.....	92
V.2.3	Hydrogrammes.....	94
V.2.4	Granulométrie.....	95
V.2.5	Caractéristiques du barrage et de la brèche.....	97
V.2.6	Volume de sédiments transporté.....	99
V.3.	PREDETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DE LA RUPTURE A PARTIR DES APPROCHES SOMMAIRES.....	100
V.3.1	Prévision de la stabilité.....	100
V.3.2	Débit maximum au niveau de la brèche.....	101
V.3.3	Largeur de brèche.....	108
V.3.4	Temps de formation de brèche.....	110
V.3.5	Synthèse.....	113
V.4.	ESTIMATION DE L'ATTENUATION DE L'ONDE DE CRUE AVEC DES METHODES SOMMAIRES.....	114
V.4.1	Méthode CTGREF.....	114
V.4.2	Méthode du NWS (NWS Rule of Thumb).....	115
V.4.3	Méthode « USBR – Dams Sector ».....	115
V.4.4	Synthèse.....	115
V.5.	MODELISATION NUMERIQUE 1D AVEC PRISE EN COMPTE DE L'EVOLUTION DU FOND DU LIT.....	115
V.5.1	Méthodologie.....	115
V.5.2	Résultats.....	119
V.5.3	Synthèse.....	130
VI.	CONCLUSION.....	131

I. INTRODUCTION

I.1. Contexte et enjeux

En contexte montagnard, plusieurs cas de figure peuvent mener à une libération brutale d'une grande quantité d'eau présentant les caractéristiques d'une rupture de barrage. Ce peut être :

- l'obstruction d'un cours d'eau torrentiel par un glissement de terrain latéral,
- la rupture d'un lac pro- ou périglaciaire ou d'une poche d'eau intra-glaciaire,
- la rupture d'une retenue artificielle d'altitude.

Les changements climatiques pourraient conduire à une recrudescence de l'occurrence de ces phénomènes, notamment ceux d'origine glaciaire ou périglaciaire.

La présence de pentes souvent fortes à l'aval, de terrains érodables et la concentration des enjeux humains à proximité des cours d'eau rendent les crues issues de ces phénomènes de rupture particulièrement dangereuses.

Un événement récent survenu en 2017 dans les Hautes-Alpes (Glissement du Pas de l'ours à Aiguilles) a mis en évidence la nécessité de pouvoir apprécier rapidement les conséquences d'une rupture éventuelle d'un barrage consécutif à un glissement de terrain.

Ce genre de crise liée à l'occurrence d'un glissement de terrain pouvant provoquer l'obstruction d'une rivière torrentielle est relativement fréquent, si on se réfère aux nombreux cas récents recensés, parmi lesquels :

- Glissement de La Clapière (06) années 1980 : volume estimé à 50 Mm³ avec un risque d'obstruction de la Tinée ;
- Ruines de Séchilienne (38) depuis 1985 - accélération en 1999 : volume estimé selon les scénarios entre 3 à 25 Mm³ avec un risque d'obstruction de la Romanche ;

Et plus récemment, en dehors du glissement précité du Pas de l'Ours :

- Mouvements de versant du Vescorn (depuis 2013) : 38 Mm³ avec un risque d'obstruction du Var (Massoins - 06) ;
- Glissement de terrain de Sospel ayant provoqué une obstruction effective de la Bevera (0,2 Mm³ en avril 2018) ;

Si ces derniers n'ont pas eu, pour l'heure, de conséquences graves, ce n'est pas le cas de l'inondation catastrophique de Grenoble survenue le 14 Septembre 1219 suite à la rupture du barrage naturel issu d'un glissement de terrain, qui s'était formé 28 ans auparavant au niveau des gorges de l'Infernet à Livet-et-Gavet (38).

Nous verrons par la suite que le pourcentage de cas ayant conduit par le passé à des débâcles brutales est loin d'être négligeable. L'historique montre en effet que les ruptures sont relativement fréquentes et surviennent de surcroît le plus souvent dans un délai court.

I.2. Objectifs de l'action

Compte tenu du transport solide intense pouvant se développer dans les cours d'eau de montagne, particulièrement en cas de crue très intense, les changements morphologiques (érosions, dépôts de matériau) concourent généralement aux dégâts observés au moins autant que les débits liquides eux-mêmes. Il s'agit donc de développer une approche de modélisation permettant d'aborder ces phénomènes de façon adaptée au contexte de ces cours d'eau torrentiels.

A l'heure actuelle, les spécificités des crues issues de ruptures de barrages en contexte torrentiel ont été peu étudiées et la littérature scientifique sur le sujet reste mince. L'objectif principal du projet consiste à évaluer les performances respectives des outils numériques existants afin de dégager les plus adaptés d'un point de vue opérationnel et de proposer d'éventuelles pistes d'amélioration.

La phase 1 prévue sur deux ans (2018-2019) s'intéresse plus particulièrement à la propagation de l'onde de rupture (crue liquide) et au transport de matériaux par charriage généré par cette onde de crue soudaine.

On se place ici plutôt dans le cas de figure d'un glissement de terrain qui viendrait obstruer une rivière torrentielle (pente < 6 %), plutôt qu'un torrent où la probabilité de la formation d'une lave torrentielle suite à une débâcle du barrage formé par le glissement serait bien plus grande, si du moins le contexte géomorphologique s'y prête (fortes pentes, disponibilité suffisante en matériaux érodables).

Pour ce dernier cas, une seconde phase devrait être engagée par la suite (proposée en 2020-2021) visant à comparer les outils de modélisation des phénomènes de laves torrentielles qui peuvent se déclencher suite à la rupture d'un barrage naturel, d'un lac pro- ou périglaciaire ou d'une poche d'eau intra-glaciaire, comme ce fut le cas lors de catastrophe de St Gervais en 1892.

Le rapport sera structuré en 3 parties :

- Partie 1 : partie bibliographique ayant pour objet de récolter des données sur les barrages naturels issus de glissements de terrain : données sur stabilité des barrages, caractéristiques des barrages, relations empiriques d'estimation de débit de pointe, largeur de brèche, temps de formation de brèche.
- Partie 2 : cas d'étude du glissement du Pas de l'Ours avec présentation successive des résultats obtenus par ONF-RTM et INRAE avec des outils différents adaptés au contexte torrentiel.
- Partie 3 : cas d'étude du glissement de la Josefina (Equateur, 1993) avec recueil des différentes données collectées pendant la crise, prédétermination du débit de pointe et des caractéristiques de brèche, et enfin modélisation de la propagation d'onde de crue avec prise en compte de l'évolution du fond du lit.

III. BIBLIOGRAPHIE

III.1. Données sur la stabilité des barrages issus de glissements de terrain

III.1.1 Origine des barrages naturels issus de glissements de terrain

Les barrages issus de glissements de terrain se forment préférentiellement dans des vallées étroites bordées par des versants à fortes pentes, versants qui sont potentiellement instables ou en limite de stabilité selon le contexte géologique et hydrogéologique.

Dans une telle configuration, un glissement de terrain même de "faible" volume peut rapidement venir obstruer totalement le cours d'eau, formant un barrage qui va provoquer l'apparition d'une retenue d'eau en amont immédiat. Selon la porosité du barrage ainsi formé et son épaisseur, des écoulements peuvent parfois passer au travers de la masse glissée limitant un peu la montée des eaux.

Le phénomène initiateur peut être un éboulement rocheux, une avalanche de débris, un effondrement de versant, un glissement de terrain et/ou des coulées boueuses. Généralement, les grands barrages proviennent de glissements complexes qui démarrent en glissement ou en affaissement, et qui se poursuivent sous forme d'avalanches de débris ou de roches (Costa et Schuster, 1988).

Par la suite, on regroupe l'ensemble sous le terme générique de « glissement ou mouvement de terrain », mais la résistance du barrage (forme, matériaux constitutifs, compacité) peut dépendre du type de phénomène à l'origine de sa formation comme l'illustre le graphique ci-dessous extrait de Ermini & Casagli (2003).

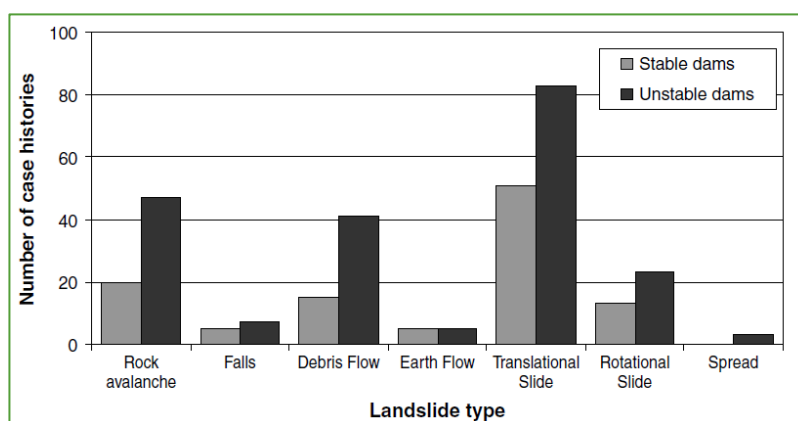


Figure 1 : Types de glissement de terrain ayant provoqué la formation d'un barrage naturel basé sur 353 cas - Ermini & Casagli (2003)

Les cas de barrages provoqués par des chutes de blocs (Falls) sont relativement rares, puisque les volumes mobilisés restent généralement faibles.

Un dépôt de laves torrentielles peut également venir obstruer la zone de confluence au débouché du torrent et provoquer la formation d'un petit lac sur la rivière torrentielle, mais les volumes d'eau retenue en amont sont en général bien plus faibles.

D'une manière générale, les coulées de boues et laves torrentielles génèrent des barrages de faibles hauteurs et très étalés qui sont rapidement submergés et présentent une faible résistance à l'érosion. Les matériaux sont repris progressivement par les écoulements, ne laissant sur place que les plus gros blocs.

Dans l'étude bibliographique du CETE de Lyon (1996) menée dans le cadre des premières études sur Séchilienne, l'analyse de l'ouvrage de F. Montandon (1933) met en évidence que sur les 160 grands éboulements recensés

dans les Alpes, entre le début de l'ère chrétienne et 1933, 67 ont formé des barrages naturels (soit environ 42%) dont 18 recensés en France sur cette période.

J.E. Costa et R.L. Schuster (1988)] ont analysé 128 événements liés à la formation de barrages issus de glissements de terrain. Parmi ceux-ci, 51 % seraient dus à des mouvements de terrain dont le facteur déclenchant est lié à de fortes précipitations (effet de l'eau : des précipitations, de la fonte nivale, d'infiltration ...), 39 % suite à un séisme et 8 % à une éruption volcanique (autres 2%).

Une étude plus récente (Peng et Zhang, 2012) portant sur un échantillon plus large de 1239 barrages naturels aboutit aux résultats ci-dessous :

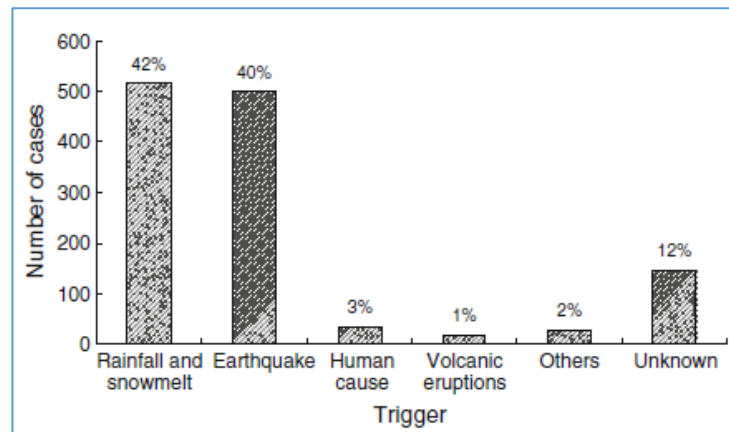


Figure 2 : Causes des glissements (sur 1239 cas) selon [Peng & Zhang - 2012]

La part des glissements (ayant conduit à un barrage naturel) dont l'origine est liée à un séisme est plus importante, car l'échantillon intègre 257 cas survenus suite au séisme du Wenchuan en Chine en 2008 (soit plus de la moitié des cas dus au séisme : 257 sur 500 cas recensés).

III.1.2 Classification des barrages issus de glissements de terrain

Costa JE. & Schuster RL. (1988) proposent une classification des barrages naturels en 6 catégories au regard de leur extension et de leur interaction avec le fond de vallée.

- Barrage de type I (11% des cas sur 184 recensés dans le monde) : ce type de barrage ne bouche pas la vallée d'une rive à l'autre, donc ne constitue pas un véritable barrage obstruant toute la vallée ;
- Barrage de type II (44% des cas recensés) : ce type de barrage occupe tout le fond de vallée, et des matériaux peuvent même être déposés sur la face opposée à l'éboulement ;
- Barrage de type III (41% des cas recensés) : les matériaux sont très étalés vers l'amont et vers l'aval de l'axe de l'éboulement ;
- Barrage de type IV (<1%) : implique la rupture simultanée des deux côtés de la vallée (rare) ;
- Barrage de type V (<1%) : barrages multiples provenant d'un seul éboulement séparé en plusieurs langues ;
- Barrage de type VI (3%) : proviennent d'une ou plusieurs surfaces de rupture qui passent sous le fond de la vallée et qui émergent sur le versant opposé.

Ils indiquent sur leurs croquis (en bas à gauche de chaque croquis) le type de mouvements de terrain le plus susceptible de générer ce type de barrage.

Les glissements ayant une surface de rupture sous le niveau du fond du lit (à l'origine des barrages de type VI) sont susceptibles de provoquer un exhaussement du fond du lit, d'où l'apparition d'une petite retenue en amont.

Ces derniers peuvent venir se caler contre le versant opposé et se stabiliser ainsi, mais ils peuvent aussi être le siège de paquets glissés provenant du versant déstabilisé, qui auront tendance à augmenter la hauteur du barrage.

Ermini & Casagli (2002) proposent quant à eux une autre classification qui s'intéresse plus aux types de formations géologiques dont les glissements sont issus et regroupent les barrages en quatre classes :

- Classe A : barrages formés par des glissements issus de formations sédimentaires meubles ou faiblement indurées, d'âge pliocène ou plus récent,
- Classe B : barrages formés par des glissements issus de formations sédimentaires indurées anté-pliocènes,
- Classe C : barrages formés par des glissements issus de formations métamorphiques ou magmatiques plutoniques,
- Classe D : barrages formés par des glissements issus de formations volcaniques.

« Ils constatent que la classe B est la seule pour laquelle les cas de barrages stables sont plus nombreux que les cas de barrages instables. Dans les classes A et C, en revanche, la proportion de barrages instables est nettement majoritaire.

Les auteurs font l'hypothèse que les matériaux de la classe B (argilites, alternances de couches dures et de sols) ont un comportement principalement ductile et conservent une bonne partie de leur cohésion après glissement, avec une bonne résistance à l'érosion interne ou superficielle. Au contraire, les matériaux de la classe A par exemple sont sensibles à l'érosion lors d'une surverse. » [CFIG – 2009]

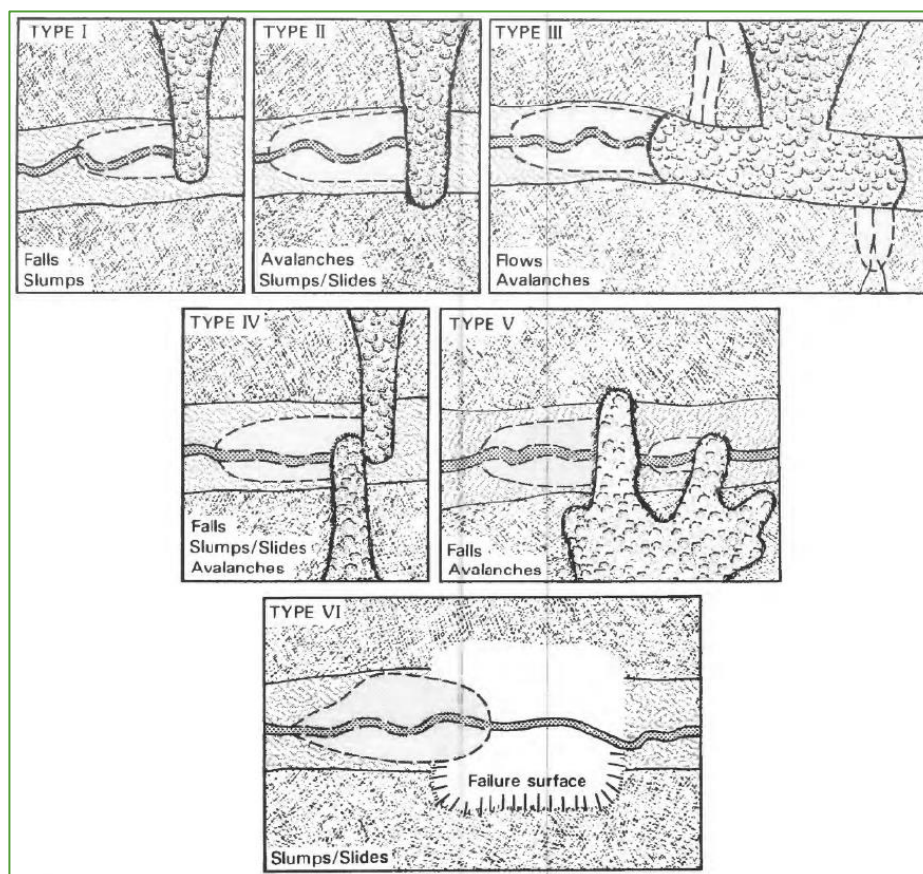


Figure 3 : Classification des barrages issus de glissements de terrain proposée par Costa et Schuster [1987] (modifiée de Swanson et Al. 1986)

III.1.3 Statistiques sur la stabilité des barrages naturels issus de glissements de terrain et le temps avant début de rupture

L'étude des données historiques de barrages issus de glissements de terrain montre qu'environ 9 barrages sur 10 rompent dans un délai maximum de 1 à 2 ans faisant suite à leur formation (Zhang et al., 2016a, Tacconi Stefanelli et al., 2015, Fan et al. 2020, Costa et Schuster, 1988). Selon Zhang et al. (2016a), dans 84,7 % des cas, la rupture est intervenue moins d'un an après le glissement ; dans 80,4 % elle est survenue avant 6 mois ; dans 66,5 % en moins d'un mois ; dans 51,3 % elle s'est produite en moins d'une semaine ; et dans 32% des cas en moins d'un jour !

Les données compilées par Costa et Schuster (1988) montrent des tendances très proches avec 85 % de rupture en moins d'un an, 80 % en moins de 6 mois, 56 % en moins de 1 mois, 41 % en moins de 1 semaine, et 27% en moins de 1 jour.

Une étude menée par Tacconi Stefanelli et al. (2016) sur des barrages issus de glissements de terrain italiens montre l'importance du contexte géographique/géologique et du volume du glissement sur la stabilité (cf. Figure 5). Les auteurs ont effectué des statistiques pour différents volumes de glissements allant de moins de 1 millions de m³ à plus de 100 millions de m³. Pour chaque classe, il a été analysé le pourcentage de barrages stables, de barrages ayant rompu, et de glissements n'ayant pas totalement obstrué la vallée. En premier lieu, on observe des résultats moins pessimistes en termes de rupture que dans les études citées dans les paragraphes précédents : le pourcentage de rupture varie de 36 % pour les petits glissements de moins de 1Mm³ à 23 % pour les glissements de plus de 100 Mm³. En considérant uniquement les glissements ayant effectivement formé des barrages, le pourcentage de rupture est compris entre 77% et 25 %. Ces résultats semblent donc montrer que les résultats obtenus à partir de données collectées à l'échelle mondiale doivent être modulés en fonction du contexte régional (et vraisemblablement de la géologie).

La seconde conclusion de cette analyse est que la stabilité à long terme des barrages est directement liée au volume du glissement. Plus le volume du glissement est important (i.e. plus le barrage est potentiellement épais), et plus le barrage est stable. Pour les glissements dépassant de 50 Mm³, les formes stables représentent env. 70 % des cas recensés. Par contre pour les glissements de moins de 1 Mm³, les formes stables ne représentent que 11 % des cas.

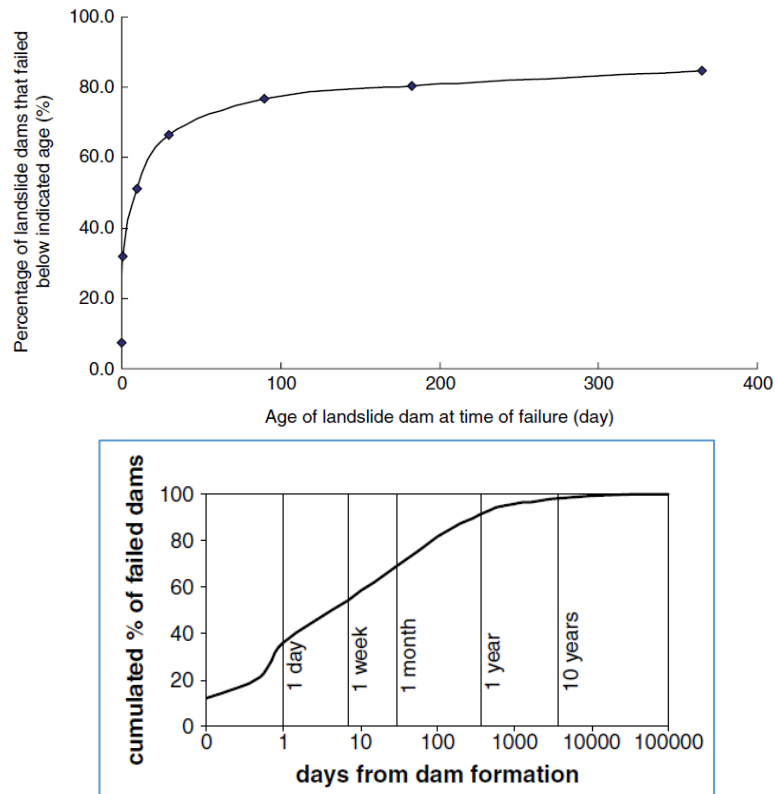


Figure 4 : Statistiques de temps avant rupture pour (haut) 275 barrages issus de glissements de terrain (source : Zhang. Et al., 2016a) / (bas) 205 cas d’après Ermini et Casagli, 2003

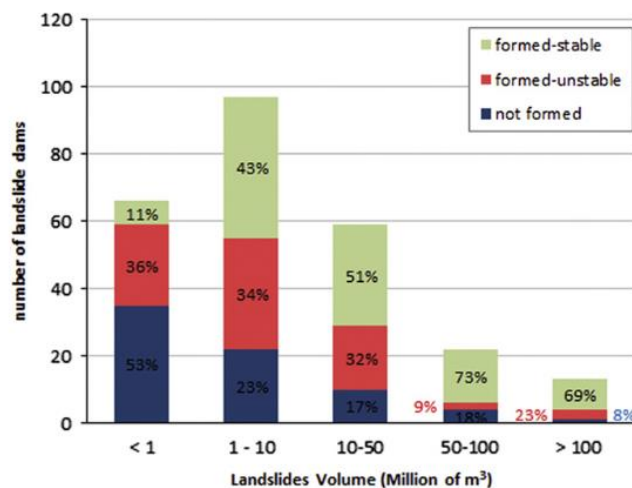


Figure 5 : Statistiques de stabilité de barrages issus de glissements de terrain italiens en fonction de leur volume
 « Formed stable » : barrages sans rupture observée / « Formed unstable » : barrages ayant rompu / « not formed » : pas d’obstruction complète de la vallée (source (Tacconi Stefanelli et al., 2016)

Enfin, sur la base de l’étude des caractéristiques de rupture de 150 barrages issus de glissement de terrain situés dans le monde entier, Korup (2004) a montré qu’il n’existait pas de relation évidente entre le volume du glissement de terrain et le temps avant rupture.

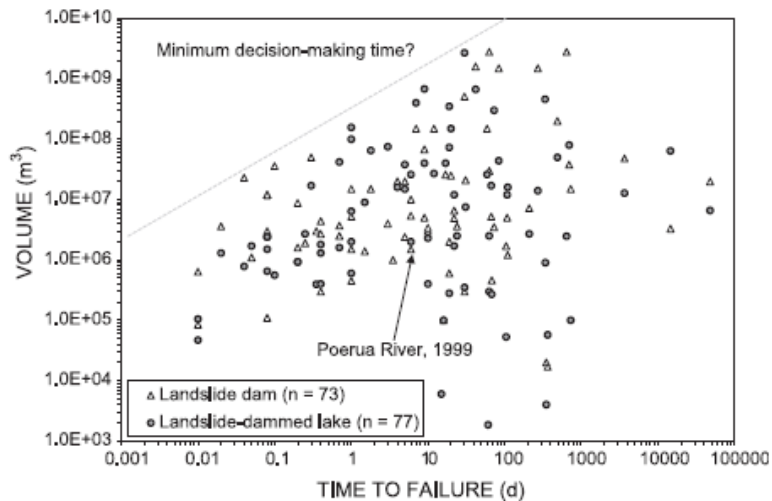


Figure 6 : relation volume – temps jusqu'à la rupture d'après KORUP, 2004
Données : Sélection mondiale de ruptures de barrages issus de glissements.

III.1.4 Cinétique de la rupture des barrages naturels issus de glissements de terrain

Tous les barrages naturels qui rompent ne subissent pas forcément une rupture brutale. Sur les 67 barrages naturels recensés dans les Alpes par F. Montandon (1933), 28 (environ 42 %) se sont vidangés brutalement par suite d'une rupture du barrage et 39 (environ 58 %) se sont vidés progressivement (maintenus en état grâce à la bonne tenue du barrage ou dans des époques récentes, ont été vidangés artificiellement par des travaux de terrassement afin de prévenir une catastrophe) (CETE, 1996).

La proportion de rupture brutale est donc loin d'être négligeable (plus de 40 % des cas). Sur les cas recensés en France par F. Montandon (donc avant 1933), ce pourcentage était même plus fort avec 11 ruptures brutales sur 18 cas recensés (61 %).

La rupture peut intervenir plus ou moins rapidement (de quelques heures à plusieurs mois, voire années) selon le volume du barrage, de la retenue amont et le débit du cours d'eau l'alimentant.

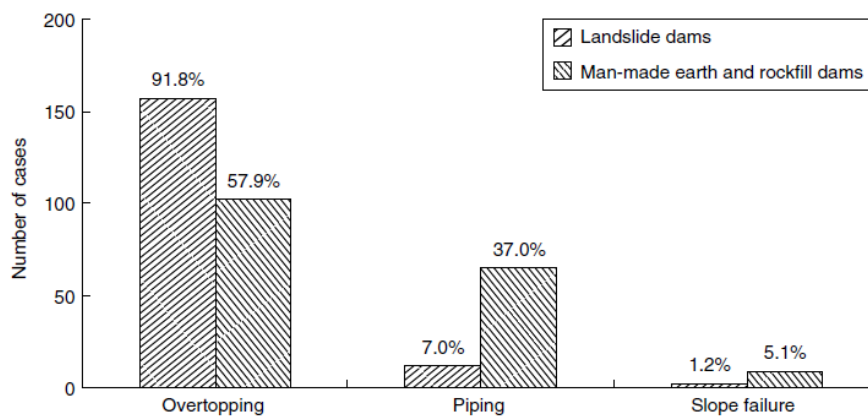
III.1.5 Modes de rupture

L'analyse historique (CETE – 1996) montre que les ruptures de barrages naturels interviennent principalement par surverse (92-95 % des cas recensés par F. Montandon (1933)), voire par érosion interne (4 à 6 % des cas). Dans un nombre limité de cas (1 à 4 %), la rupture est le résultat d'un glissement des pentes du barrage, lorsque celles-ci sont fortes.

Peng et Zhang (2012) aboutissent à des pourcentages sensiblement équivalents (respectivement 91% - 8 % et 1 %) à partir de l'analyse de 144 ruptures de barrages naturels formés par un glissement de terrain.

Dans 9 cas sur 10, la rupture du barrage est la conséquence d'une surverse des écoulements sur la crête du barrage naturel qui provoque sa destruction. Par la suite, nous nous concentrerons donc sur ce mode de rupture pour modéliser l'onde de crue induite.

La proportion de rupture par érosion interne est bien plus faible (4 à 7 % selon les auteurs) que pour les barrages artificiels ("*man-made dams*") étant donné l'épaisseur plus importante des barrages naturels, et ce malgré leur plus faible compacité, leur hétérogénéité, leur perméabilité et l'absence de dispositif de filtration ou de drainage.



Overtopping : surverse ; Piping : érosion interne ; Slope failure : glissement de talus

Figure 7 : Modes de rupture de barrages issus de glissements de terrain (171 cas) et de barrages artificiels en remblai (176 cas) .Source : Zhang. Et al. 2016a (d'après données de Peng et Zhang, 2002)

Les ruptures par glissement de talus (slope failures) sont relativement rares, puisque les pentes de talus présentent en général une pente plus faible que l'angle de frottement des matériaux constitutifs étant donné la mise en place « dynamique » des matériaux lors de l'étalement de la masse glissée (et ce d'autant plus en cas de séisme).

En cas de surverse, les écoulements passent sur les dépôts du glissement formant le barrage. Ces derniers sont en général constitués de matériaux hétérogènes, plus ou moins foisonnés, peu compacts et donc sensibles à l'érosion. La surverse entraîne généralement la formation d'un chenal naturel qui s'incise dans les dépôts et se développe notamment par érosion régressive.

Le phénomène peut s'amplifier très rapidement avec ouverture d'une brèche et généralement un effondrement partiel qui provoque la libération brutale de l'eau stockée avec éventuellement formation d'une lave torrentielle.

Lorsque les glissements de terrain obstruent des rivières ou rivières torrentielles, les pentes des cours d'eau (au maximum de quelques %) sont généralement trop faibles pour qu'une lave torrentielle se propage en aval.

En revanche, les coulées boueuses provenant directement du glissement ou des talus du barrage peuvent s'épandre en aval. En cas de surverse, les eaux débordantes peuvent en modifier la consistance et favoriser la propagation de la coulée vers l'aval, l'aspect de cet écoulement peut alors s'approcher de celui d'une lave torrentielle.

Des ruptures "différées" et souvent brutales sont parfois dues à une ou plusieurs vagues déferlantes causées par des effondrements ou des glissements de terrain qui atteignent la retenue.

Pour apprécier ce risque, il faut évaluer si des paquets glissés de grande ampleur sont susceptibles de se déclencher en amont du barrage et plonger directement dans la retenue d'eau, formant ainsi des vagues qui peuvent déferler vers le barrage en aval et provoquer sa rupture, mais également remonter sur le cours amont (cas de la Val Pola en 1987 où une vague déferlante provenant du lac issu du premier éboulement a remonté le cours d'eau sur environ 1 km).

En montagne, il faudrait de surcroît prendre en compte les risques d'avalanches qui peuvent également atteindre la retenue en hiver ou au printemps et provoquer la formation de vagues déferlantes.

III.2. Caractéristiques des barrages naturels

Les conditions de formation et les caractéristiques géométriques des barrages issus de glissements de terrain sont difficiles à apprécier d'une manière générale.

L'objet de notre action ne porte pas sur cette partie, même si elle reste indispensable pour bien connaître toutes les caractéristiques du barrage (géométrie, matériaux constitutifs, compacité ...) qui auront un impact direct sur la forme et le temps d'ouverture de la brèche, et donc sur le débit maximal de l'onde de crue.

Pour estimer les caractéristiques géométriques du barrage, on peut avoir recours à des modélisations numériques, mais il faut connaître a minima les caractéristiques du sol, les conditions hydriques et les mécanismes de déclenchement du glissement de terrain.

L'objectif ici est de synthétiser les informations recueillies dans le cadre de la recherche bibliographique.

III.2.1 Données sur le rapport entre le volume du barrage et le volume du glissement

Pour estimer les caractéristiques géométriques du barrage, on peut avoir recours à des modélisations numériques, mais il faut connaître a minima les caractéristiques du sol, les conditions hydriques et les mécanismes de déclenchement du glissement de terrain.

Chen (2014) propose une relation empirique pour estimer le volume du barrage à partir du volume du glissement. Il considère qu'en moyenne le volume du barrage correspond à environ 20 % du volume du glissement.

Les données sur lesquelles il s'est basé sont reprises ci-dessous :

Name (year)	A_L	V_L	V_D	H_D	$\theta(^{\circ})$	$\phi_d(^{\circ})$	$\phi_u(^{\circ})$
Tsaoling landslide dam (1999)	4,000,000	120	25	50	1.43	2.5	5.19
Chiufengershan (Sezaikeng river and Jiucaihu river) (1999)	1,950,000	36	12	50	1.5	7.13	12.53
Zhiben river (2005)	74,000	0.04	0.037	19	2.86	9.87	12.3
LungChung landslide dam (2006)	160,000	0.809	0.6	40	3.5	14.03	12.5
Shih-Wun landslide dam (2008)	202,144	6	0.89	30	0.41	1.84	8.53
Taimali river (Baoshengshe) (2008)	294,629	100	30.66	65	1.3	2.83	1.62
Qishan river (Namaxia) (2008)	143,738	11	2.4	38	2.18	1.04	2.1
Mugua river (Tongmen) (2009)	170,000	0.34	0.225	20	1.76	6.89	9.1
Taosai river (2009)	105,000	0.88	0.54	18	2	5.2	6
Toukeng river (Tongfu) (2012)	-	-	0.98	8.3	1.4	3.14	4

Note: A_L = Landslide area (m^2); V_L =Landslide volume ($\times 10^6 m^3$); V_D = Landslide dam volume ($\times 10^6 m^3$); H_D =Dam height (m); $\theta(^{\circ})$ =River bed slope; $\phi_d(^{\circ})$ = Downstream angle; $\phi_u(^{\circ})$ =Upstream angle

Tableau 1 : Extrait de Chen 2014 - Rapid geometry analysis for earthquake induced and rainfall-induced landslide dams in Taiwan

Le rapport entre le volume du barrage et celui du glissement est compris entre 15 et 90 % avec une moyenne de l'ordre de 45 %. Si on ne tient compte que des glissements à genèse hydrologique (dont le mécanisme déclencheur est lié aux précipitations, et non résultant d'un tremblement de terre), limité alors à seulement 3 cas, les ratios sont plus faibles entre 15 et 30 %.

Ermini et Casagli (2003) proposent quant à eux un ratio moyen de 40 % pour la proportion du volume du glissement (à genèse hydrologique) contribuant à la formation du barrage (57 % pour les barrages issus de glissements dont le déclenchement est lié à un tremblement de terre).

	Landslide triggered by rainfalls	Landslides triggered by earthquakes
% stable dams	20	43
% unstable dams	80	57
Mean landslide volume (m ³)	3.11×10^7	8.02×10^7
Mean dam volume (m ³)	1.51×10^7	6.10×10^7
Mean % of landslide volume contributing to dam	39.91	56.9

Tableau 2 : Relations entre les volumes du glissement et du barrage - Ermini et Casagli (2003)

Il s'agit d'une moyenne le graphique ci-dessous issu de la même publication (Ermini - Casagli 2003) met en évidence que dans certains cas l'ensemble du volume du glissement vient obstruer la vallée, et à l'inverse le pourcentage peut descendre sous les 1%. Globalement, les barrages issus de glissements de terrain à genèse hydrologique présentent une plus forte dispersion.

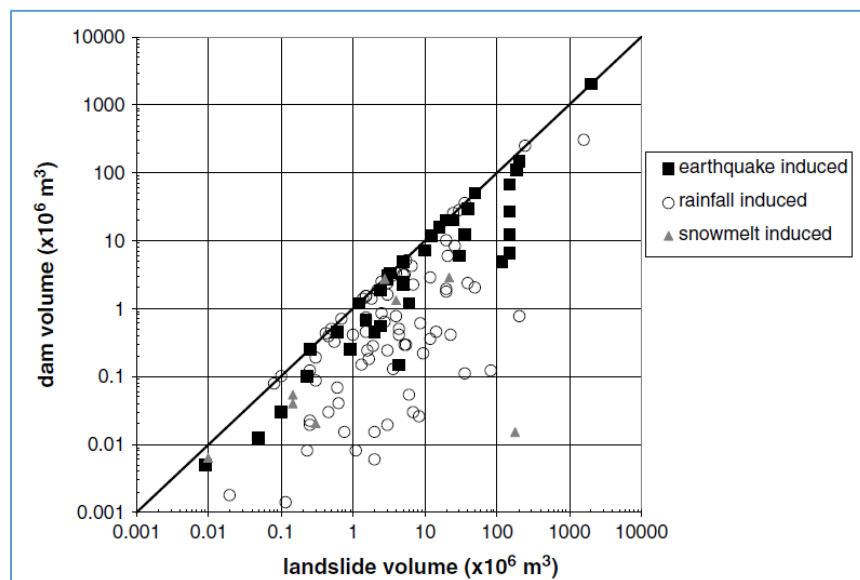


Figure 8 : Comparaison entre les volumes de glissement et les volumes de barrage
(sur 143 cas historiques) - Ermini et Casagli - 2003

Connaissant le volume du glissement (donnée elle-même souvent très incertaine), ce ratio peut être utilisé pour estimer le volume du barrage et en déduire sa hauteur à partir d'une approche purement géométrique. Il faut encore connaître les pentes de dépôt des talus amont et aval et la pente transversale.

Bien entendu la forme de la vallée, la morphologie et la propagation du glissement (cinétique, type d'éboulement, voire d'écoulement) sont des éléments essentiels à prendre en compte.

III.2.2 Forme et géométrie des barrages

Takahashi et Kuang (1988) indiquent que la section d'un barrage résultant d'un glissement de terrain est triangulaire lorsque le volume est supérieur à un certain seuil, trapézoïdal sinon.

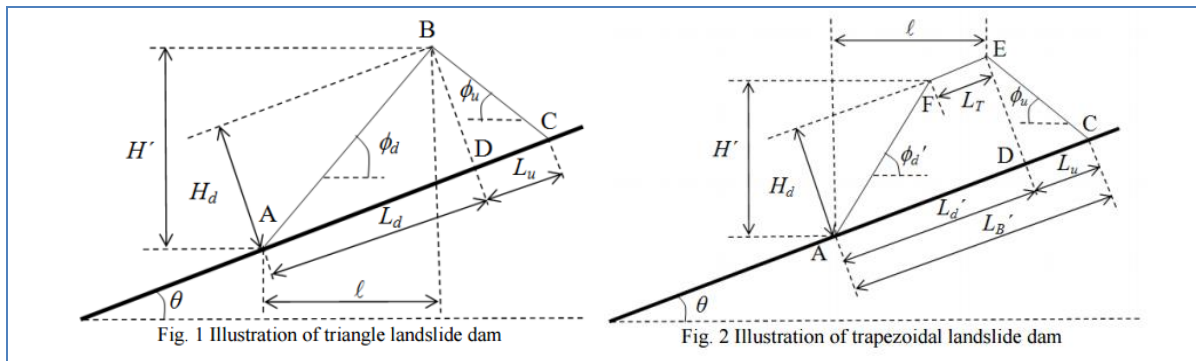


Figure 9 : Sections transversales types des barrages résultant d'un glissement de terrain (Kuo, Chen et Al (2011) - Analysis of Geometries of Landslide Dams in Taiwan)

Ils proposent des formules empiriques pour estimer les pentes des talus amont et aval du barrage. Les barrages qui obstruent les vallées présentent par ailleurs généralement une pente transversale, en dehors des cas suivants : écoulements de type coulées boueuses qui peuvent favoriser un étalement s'étaler ou lorsque l'effet dynamique du glissement provoque une remontée sur l'autre berge.

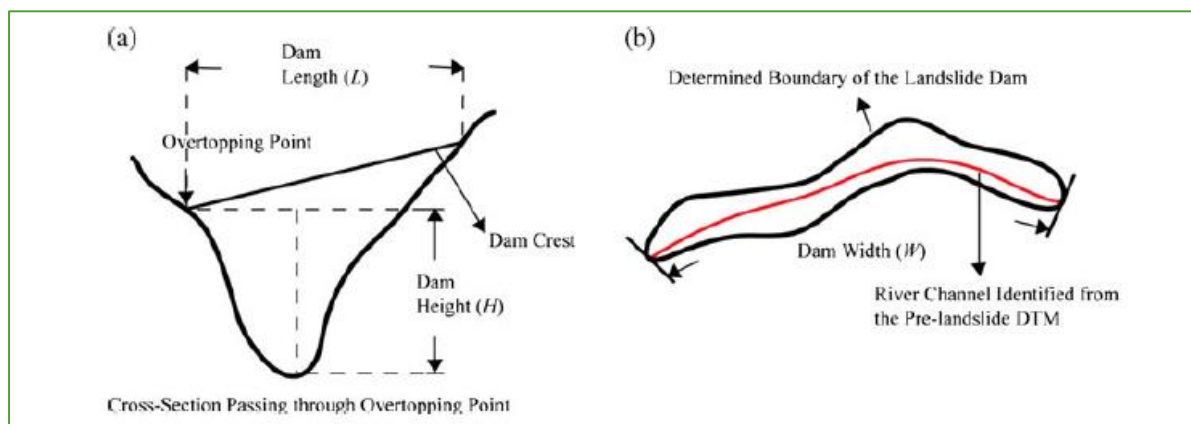


Figure 10 : Définition de la hauteur, longueur et épaisseur du barrage - Dong - 2012

Le point de surverse se situe alors sur la rive opposée du glissement, au point de contact de cette berge avec la masse glissée. La pente transversale présente une pente inférieure à l'angle de frottement des matériaux constitutifs du glissement étant donné la mise en place dynamique des matériaux.

III.3. Indices et modèles de prédétermination de la stabilité de barrages issus d'un glissement de terrain

Les barrages naturels issus de mouvements de terrain sont constitués de matériaux très hétérogènes, plus ou moins grossiers, peu ou pas compactés (même si l'énergie générée par le mouvement de terrain peut parfois assurer une certaine compacité selon le type de phénomène) et souvent non imperméables (l'eau peut s'y infiltrer, plus ou moins également selon leur porosité et leur épaisseur). Ils se distinguent donc des barrages artificiels par une plus grande épaisseur et une moindre compacité.

La stabilité d'un barrage naturel dépend de plusieurs paramètres (CFGI – 2009) :

- de la forme et du volume de la masse glissée ou du cône d'éboulis (rapport hauteur sur largeur, pentes des talus ...),
- de la nature, de la granularité et de la compacité des matériaux qui le constituent,

- de la hauteur et du volume d'eau retenue à l'amont (fonction de la cote du point bas de la crête du barrage et de la configuration de la vallée amont),
- du débit du cours d'eau qui conditionne le temps de remplissage de la retenue.

Plus un barrage est épais et constitué de matériaux grossiers, plus il sera stable ou du moins plus résistant en cas de surverse.

Dans la pratique, de nombreux paramètres sont difficiles à estimer pour permettre une évaluation rapide et fiable de leur stabilité, et ce d'autant plus en prédiction (lorsque le barrage ne s'est pas encore formé). Les incertitudes portant alors tant sur sa géométrie que sur les caractéristiques géotechniques.

Lorsque le barrage s'est formé, certaines de ces données peuvent être mesurées, notamment la géométrie du barrage, même si la crête et les talus peuvent être très irréguliers. Les moyens (drone, hélicoptère ...) et technologies actuels (lidar, photogrammétrie ...) permettent d'intervenir rapidement pour obtenir ces informations, même s'il faut rappeler qu'un tiers des barrages rompent dans la journée suivant leur formation.

Les caractéristiques géotechniques restent quant à elles difficilement quantifiables étant donné la difficulté d'investigations sur des masses instables, la profondeur et l'hétérogénéité des matériaux

A partir de bases de données régionales ou mondiales, de nombreux auteurs ont étudié la possibilité de prédéterminer la stabilité d'un barrage issu de glissement de terrain à partir d'indices ou modèles faisant intervenir des descripteurs simples : superficie du bassin versant en amont du barrage, volume du barrage barrant la vallée, produit de la hauteur du barrage avec la superficie du bassin... Le tableau suivant recense l'ensemble des indices ou modèles géomorphologiques recensés.

Pour les indices, suivant la valeur trouvée (cf. figure suivante) on distingue 3 domaines : (a) domaine d'instabilité : domaine dans lequel les relations calées ne contiennent que des barrages ayant rompu ; (b) domaine stable : domaine dans lequel les relations calées ne contiennent que des barrages toujours existants ; (c) domaine incertain : domaine pour lequel les deux types coexistent.

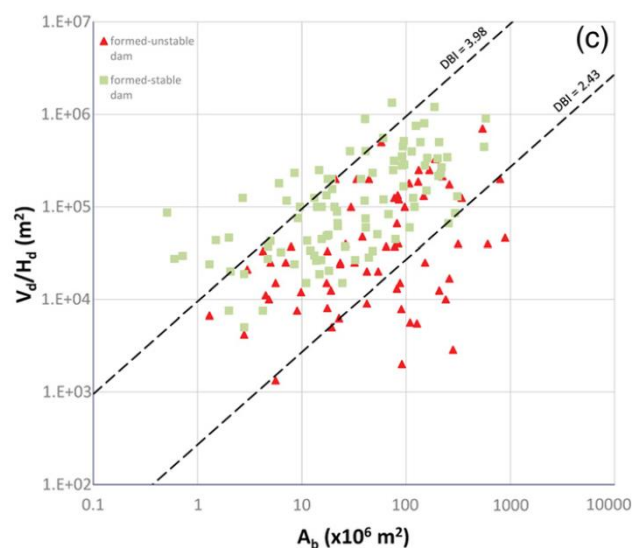


Figure 11 : Illustration graphique de l'indice géomorphologique DBI avec définition de 3 domaines : instable, incertain, stable. Source : Tacconi Stefanelli et al. (2016).

Par contre les indices et modèles recensés dans le tableau suivant ne prennent pas en compte la nature et la compacité des matériaux constituant le barrage, qui dépend de la géologie du site, du type de « glissement de terrain », voire du facteur déclencheur (cf. graphique ci-dessous).

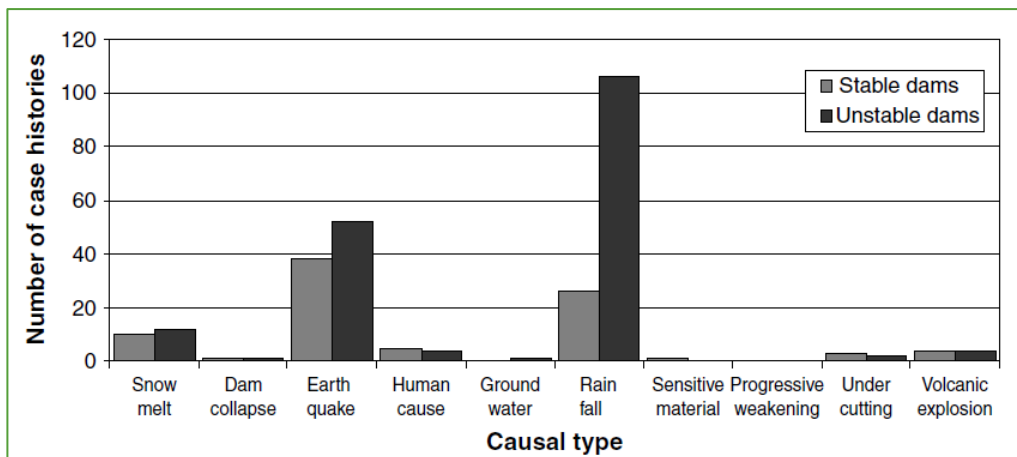


Figure 12 : Distinction des causes du "glissement de terrain" avec indication de la stabilité des barrages
 Source : Ermeni & Casagli [2003]

Ainsi les barrages issus d'un glissement provoqué par de fortes précipitations sont globalement bien moins stables (80 % instable – 20 % stable) que ceux formés par des séismes (57 % instables - 43 % stables). Les barrages formés à la suite de séismes sont globalement plus épais.

Source	Indices ou modèles géomorphologiques	Commentaires
Canuti et al. (1998) Casagli et Ermini (1999)	Blockage Index $BI = \log\left(\frac{V_d}{A_b}\right)$	D'après Zhang et al. (2017) barrage stable pour $BI \geq 4$. Quelques cas documentés de barrages instables jusqu'à $BI = 5$ Selon Tacconi Stefanelli et al. (2016), d'après exploitation base de données de 300 evt en Italie, barrage stable pour $BI > 5,68$. Domaine incertain pour $3,0 < BI < 5,68$. Barrages non formés pour $BI < 3,0$
Ermini et Casagli (2002)	Dimensionless Blockage Index $DBI = \log\left(\frac{H_d \cdot A_c}{V_d}\right)$	D'après Zhang et al. (2017) barrage stable si $DBI < 2,75$. Barrage instable si $DBI > 3,08$. Selon Tacconi Stefanelli et al. (2016) (BD de 300 cas en Italie) barrage instable si $DBI < 2,43$. Domaine incertain $2,43 < DBI < 3,98$. Domaine des barrages stables $DBI > 3,98$
Casagli et Ermini (1999)	Impoundment Index $II = \log\left(\frac{V_d}{V_l}\right)$	D'après les auteurs barrage stable si $II > 0$ (cas en Italie) Pour Korup et al. (2004), sur données en Nouvelle Zelande, barrage stable si $II > 1$. On préférera cette nouvelle valeur plus sécuritaire.
Korup et al. (2004)	Backstow Index $IS = \log\left(\frac{H_d^3}{V_l}\right)$	D'après les auteurs, sur données en Nouvelle Zélande, barrage stable si $IS > 0$. Barrage instable si $IS < -3$
Dong et al. (2011)	Modèles logistiques PHWL et AHWL $P_f = \frac{e^{-L_s}}{1 + e^{-L_s}}$	Régression logistique sur base de données de 43 glissements japonais. Modèles : PHWL basé sur débit, hauteur, largeur et longueur du barrage ; AHWL : débit remplacé par superficie du BV.

Source	Indices ou modèles géomorphologiques	Commentaires
	$L_s = -2,55 \log(Q) - 3,64 \log(H) + 2,99 \log(E_w) + 2,73 \log(E_l) - 3,87$ $L_s = -2,22 \log(A_c) - 3,76 \log(H) + 3,17 \log(E_w) + 2,85 \log(E_l) + 5,93$	AUC resp. de 0,948 et 0,925 Modèle PHWL meilleur en validation croisée.
Dong et al. (2011)	Modèles discriminants PHWL et AHWL $D_s = -2,94 \log(Q) - 4,58 \log(H) + 4,17 \log(E_w) + 2,39 \log(E_l) - 2,52$ $D_s = -2,62 \log(A_c) - 4,67 \log(H) + 4,57 \log(E_w) + 2,67 \log(E_l) + 8,26$	Analyse discriminante sur base de données de 43 glissements japonais.
Tacconi Stefanelli et al. (2016)	Hydromorphological Dam Stability Index $HDSI = \log\left(\frac{V_l}{A_c \cdot S}\right)$	D'après exploitation base de données de 300 evt en Italie Barrage stable si $HDSI > 7,44$. Domaine incertain $5,74 < HDSI < 7,44$. Domaine des barrages instables : $HDSI < 5,74$

V_d : volume du barrage barrant la vallée / A_c : Superficie du BV en amont du barrage / V_l : volume de la renue d'eau / H : hauteur du barrage / E_w : épaisseur du barrage (dans la direction du cours d'eau) / E_l : longueur du barrage (perpendiculairement à la vallée) / S : pente du cours au droit du barrage (m/m)

Figure 13 : Recensement d'indices et modèles géomorphologiques d'estimation de stabilité de barrage

III.4. Relations empiriques d'estimations du débit de pointe

La rupture d'un barrage est un phénomène complexe à étudier qui dépend de la forme du barrage, des caractéristiques des matériaux, de leur compacité et du mécanisme de rupture. Le cas des barrages issus d'un glissement de terrain est d'autant plus difficile à appréhender que ces paramètres sont mal connus (forme de la crête irrégulière, hétérogénéité et mauvaise compacité des matériaux ...).

Comme indiqué précédemment, le mode de rupture majoritaire des barrages issus de glissement étant la surverse, seul ce mécanisme est pris en compte dans la suite. Le débit de brèche peut être estimé :

- soit à partir de formules empiriques qui estiment directement le débit de pointe ;
- soit à partir d'une modélisation hydraulique de l'ouverture de la brèche dont les caractéristiques (temps de formation, largeur à la base, fruit des parois ...) sont elles-mêmes déterminées par des approches empiriques ou en modélisant l'ouverture de la brèche par érosion.

Nous nous intéresserons dans ce paragraphe uniquement aux résultats des formules empiriques et aux premières étapes nécessaires pour la modélisation hydraulique (détermination des caractéristiques de la brèche). De très nombreuses relations empiriques ont été développées à partir des cas de rupture de barrages documentés pour lier le débit de pointe au moment de la rupture avec des paramètres descriptifs de la retenue (volume, hauteur d'eau...).

Parmi ces relations, il convient de distinguer :

- Le type des modèles : modèles de régression ou courbes enveloppes. Les modèles de type courbe enveloppe donneront en toute logique des résultats a priori supérieurs à ceux issus des modèles de régression qui illustrent une tendance moyenne.

- La nature des barrages pris en compte dans l'analyse : barrages artificiels, barrages naturels issus de glissements de terrain, barrages d'origine glaciaire. Il semble en effet que pour des volumes/hauteur d'eau stockées identiques, le débit de pointe peut être significativement selon le type de barrage. Ceci pouvant s'expliquer conceptuellement par la nature des matériaux et l'épaisseur du remblai.

III.4.1 Débit de pointe fonction de la hauteur d'eau

Les relations les plus simples sont du type $Q = aH^b$. Le tableau suivant récapitule un très grand nombre de relations existantes dans la littérature en spécifiant : le type des modèles, leur champ d'application, et le nombre de données prises en compte pour l'établissement des relations.

On remarquera que la plupart des relations recensées dans la bibliographie ont été établies sur des barrages artificiels. Les travaux dédiés aux ruptures de barrages issus de glissement de terrain sont peu nombreux. Citons ceux de Costa (1985), Walder et O'Connor (1997) et Cenderelli (2000). A noter que les relations établies par Cenderelli reprennent le même jeu de données que celui de Walder et O'Connor (1997) mais en apportant une correction liée à l'estimation des coefficients en échelle log.

Reference	Relation	Type	Commentaires	Type barr.
SCS (1981)	$Q = 16,6 \cdot H_w^{1,85}$	CE	Cité Wahl (2004), Pierce et al. (2010), Costa (1985) Graph original retrouvé. Courbe enveloppe établie d'après 13 données issues de cas réels MAIS avec 3 points au-dessus de la courbe. Relation établie pour h barrage > 31,4 m	ART
Costa (1985)	$Q = 48 \cdot H_d^{1,85}$	CE	D'après publication originale de Costa (1985). D'après données de 31 barrages artificiels et de hauteur comprise entre 1,8 et 84 m	ART
USBR (1982)	$Q = 19,1 \cdot H_w^{1,85}$	CE	Cité Wahl (2004) et Pierce et al. (2010) Mentionné comme courbe enveloppe. D'après 21 cas réels	ART
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 12 \cdot H_w^{2,34}$	CE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997).	ART
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 200 \cdot H_w^{1,73}$	CE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). Selon Zhang et al. (2015) relation basée sur 18 cas	GLI
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 610 \cdot H_w^{0,84}$	CE	D'après publication originale de Waldner et O'Connor (1997).	MOR
Pierce et al. (2010)	$Q = 14,68 \cdot H^{2,685}$	IC95%	D'après publication originale de Pierce et al. (2010). Limite supérieure de l'intervalle de confiance à 95 % du modèle de régression présenté plus bas dans le tableau.	ART
Pierce et al. (2010)	$Q = 44,514 \cdot \ln(H)^{6,412}$	IC95%	D'après publication originale de Pierce et al. (2010). Limite supérieure de l'intervalle de confiance à 95 % du modèle de régression non linéaire présenté plus bas dans le tableau.	ART
Kirkpatrick (1977)	$Q = 1,268 \cdot (H_w + 0,3)^{2,5}$	RE	Cité par Costa (1985) et Pierce et al. (2010). D'après Costa : données de 21 ruptures de barrages. D'après Pierce : données de 13 cas réels + 6 simulations. $r^2=0,79$	ART
Singh et	$Q = 13,4 \cdot H_d^{1,89}$	RE	Erreur de ref.. dans Wahl (2004) : 1984 au lieu de	ART ?

Reference	Relation	Type	Commentaires	Type barr.
Snorasson (1982)			1982. Cité par Pierce et al. (2010). Qp obtenus d'après 8 simulations.	
Costa (1985)	$Q = 10,5.H_d^{1,87}$	RE	D'après publication originale de Costa (1985). D'après données de 31 barrages artificiels et de hauteur comprise entre 1,8 et 84 m. $r^2=0,80$; SE = 82 %	ART
Costa (1985)	$Q = 6,3.H_d^{1,59}$	RE	D'après publication originale de Costa (1985). D'après données de 10 barrages issus de glissements de terrain. $r^2=0,74$; SE = 147 %	GLI
Costa (1985)	$Q = 21,6.H_d^{0,73}$	RE	D'après publication originale de Costa (1985). D'après données de 10 barrages issus de glissements de terrain. $r^2=0,08$; SE = 236 %	GLA
Pierce et al. (2010)	$Q = 0,784.H^{2,668}$	RE	D'après publication originale de Pierce et al. (2010) Modèle de régression obtenu sur un jeu de données avec 72 valeurs, avec hauteur de barrage > 3 m. $r^2 = 0,675$	ART
Pierce et al. (2010)	$Q = 2,325.\ln(H)^{6,405}$	RE	D'après publication originale de Pierce et al. (2010). Modèle de régression non linéaire obtenu sur un jeu de données avec 72 valeurs, avec hauteur de barrage > 3 m. $r^2 = 0,695$	ART
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 2,5.H_w^{2,34}$	RE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). $r^2=0,82$	ART
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 6,7.H_w^{1,73}$	RE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). Selon Zhand et al. (2015) relation basée sur 18 cas. $r^2=0,53$	GLI
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 60,3.H_w^{0,84}$	RE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). $r^2=0,09$	MOR
Cenderelli (2000)	$Q = 24.H_w^{1,73}$	RE	D'après publication originale de Cenderelli (2000). Même jeu de données que Walder et O'Connor (19 cas). Relation différente cas correction du biais lié à l'estimation des paramètres en échelle log. $r^2=0,53$	GLI
Cenderelli (2000)	$Q = 210.H_w^{0,92}$	RE	D'après publication originale de Cenderelli (2000). Même jeu de données que Walder et O'Connor (10 cas) mais avec modification du débit sur 2 cas népalais. Relation différente cas correction du biais lié à l'estimation des paramètres en échelle log. $r^2=0,11$	MOR

H_b : hauteur de de la brèche ; H_d : hauteur du barrage ; H_w : Hauteur d'eau stockée au-dessus de la brèche, H : Hauteur d'eau derrière le barrage

Tableau 3 : Recensement des modèles de débit de brèche fonction de la hauteur $Q_p=f(H)$. Le type de modèle est spécifié : RE = régression – CE = courbe enveloppe – IC95% = intervalle de confiance à 95 %. De même que le type de barrage pour lesquels la relation a été établie : ART : artificiel – GLI : glissement – MOR : morainiques – GLA = glaciaire

III.4.2 Débit de pointe fonction du volume

De très nombreuses relations de prédétermination du débit de pointe ont également été établies à partir de la variable volume de la retenue, ou volume d'eau stockée au-dessus du fond de brèche. On retrouve ici de manière indirecte le lien avec la hauteur et donc à l'énergie potentielle de la retenue.

Le tableau suivant recense la plupart des modèles existants en distinguant comme dans le paragraphe précédent les types de modèle (régression ou courbe enveloppe) et le type de barrages pour lesquels les relations ont été établies (barrages artificiels, barrages naturels issus de glissement, barrages morainiques...).

Reference	Relation	Type	Commentaires	Type barr.
Singh et Snorasson (1984)	$Q = 1,78. S^{0,47}$	RE	D'après publication originale de Singh et Snorasson (1984). Relation établie sur 8 <u>simulations et paramètres de brèches différents</u> . $r^2=0,918$	ART
Evans (1986)	$Q = 0,73. V_w^{0,53}$	RE	D'après publication originale de Evans (1986). D'après 29 cas réels sur barrages artificiels. $r^2=0,836$	ART
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 1,60. V_w^{0,46}$	RE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). $r^2=0,73$	GLI
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 0,045. V_w^{0,66}$	RE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). $r^2=0,62$	MOR
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 1,16. V_w^{0,46}$	RE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). $r^2=0,60$	ART
Cenderelli (2000)	$Q = 2,2. V_w^{0,46}$	RE	D'après publication originale de Cenderelli (2000). Nbre cas=35. $r^2=0,60$	ART
Cenderelli (2000)	$Q = 3,4. V_w^{0,46}$	RE	D'après publication originale de Cenderelli (2000). Nbre cas=19. $r^2=0,73$	GLI
Cenderelli (2000)	$Q = 0,060. V_w^{0,69}$	RE	D'après publication originale de Cenderelli (2000). Nbre cas=10. $r^2=0,63$	MOR
Walder et Costa (1996)	$Q = 0,005. V_w^{0,66}$	RE	Cité dans Cenderelli (2000) + publication originale de Walder et Costa (1996). Nbre cas=26. $r^2=0,70$	GLA Sous glaciaire
Walder et Costa (1996)	$Q = 2,5. V_w^{0,44}$	RE	Cité dans Cenderelli (2000) + publication originale de Walder et Costa (1996). Nbre cas=6. $r^2=0,58$	GLA overtopping
Evans (1986)	$Q = 3,5. V_w^{0,53}$	IC95%	D'après publication originale de Evans (1986). On a ajusté l'équation sur le graphique de la publication originale. L'IC95% enveloppe des points issus de ruptures de barrages naturels issus de glissements de terrain ou des barrages morainiques	ART
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 46. V_w^{0,46}$	CE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997).	GLI
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 8,5. V_w^{0,46}$	CE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997).	ART
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 0,22. V_w^{0,66}$	CE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997).	MOR

V_w : Volume d'eau relâché suite à la rupture = Volume d'eau stocké au-dessus de la brèche ; S : Volume de la retenue

Tableau 4 : Recensement des modèles de débit de brèche fonction du volume $Q_p=f(V)$. Le type de modèle est spécifié : RE = régression – CE = courbe enveloppe – IC95% = intervalle de confiance à 95 %. De même que le type de barrage pour lesquels la relation a été établie : ART : artificiel – GLI : glissement – MOR : morainiques – GLA = glaciaire

III.4.3 Débit de pointe fonction de la hauteur et du volume

Avec un niveau de complexité supérieur, on recense ci-après les modèles faisant intervenir à la fois la hauteur d'eau et le volume de la retenue, généralement sous la forme $Q=K.V.H^\alpha$ ou $Q=K.V^\alpha.H^\beta$.

Reference	Relation	Type	Commentaires	Type barr.
Hagen (1982)	$Q = 0,54. (SH_d)^{0,50}$	RE	Cité par ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breaching (2011) + Wahl (2004) Nbre cas = 6	
MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)	$Q = 1,154. (V_w H_w)^{0,412}$	RE	Cité par Pierce et al. (2010) et ASCE (2011), WAHL (2004). Nbre cas = 37. Relation pour barrages en remblais	ART-REMB
Costa (1985)	$Q = 0,981. (SH_d)^{0,42}$	RE	D'après publication originale de Costa (1985). 29 barrages artificiels. $r^2=0,75$	ART
Froelich (1995)	$Q = 0,607. V_w^{0,295} H_w^{1,24}$	RE	D'après publication originale de Froelich (1995). Etablie sur 22 ruptures de barrages en remblai. $R^2=0,934$.	ART-REMB
Webby (1996)	$Q = 0,0443. g^{0,5} V_w^{0,365} H_w^{1,405}$	RE	D'après publication originale de Webby (1996). Etablie sur 21 cas de rupture. $r^2=0,822$	ART-REMB
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 0,99. (V_w H_w)^{0,40}$	RE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). $R^2=0,76$	GLI
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 0,61. (V_w H_w)^{0,43}$	RE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). $r^2=0,70$	ART
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 0,19. (V_w H_w)^{0,47}$	RE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997). $R^2=0,49$	MOR
Cenderelli (2000)	$Q = 0,97. (V_w H_w)^{0,43}$	RE	D'après publication originale de Cenderelli (2000). Nbre cas = 35. $r^2 = 0,70$. Jeu identique à Walder et O'Connor mais correction du biais lié à la régression en log.	ART
Cenderelli (2000)	$Q = 1,9. (V_w H_w)^{0,40}$	RE	D'après publication originale de Cenderelli (2000). Nbre cas = 19. $r^2 = 0,76$. Jeu identique à Walder et O'Connor mais correction du biais lié à la régression en log.	GLI
Cenderelli (2000)	$Q = 0,3. (V_w H_w)^{0,49}$	RE	D'après publication originale de Cenderelli (2000). Nbre cas = 10. $r^2 = 0,51$. Jeu identique à Walder et O'Connor mais correction du biais lié à la régression en log.	MOR
Azimi et al. (2015)	$Q = 0,0163. g^{0,5} V_w^{0,501} H_w^{0,997}$	RE	D'après publication originale de Azimi et al. (2015). D'après 93 cas de rupture. Utilisation de 70 en calage et 23 pour la validation (validation croisée simple). Données collectées de différents auteurs : Froelich, 995, Wahl, 1998, Pierce et al. 2010, Hooshyaripor al al. 2014 ; Sattar, 2014	ART-REMB
MacDonald and	$Q = 3,85. (V_w H_w)^{0,412}$	CE	Cité par Pierce et al. (2010) et ASCE (2011), WAHL (2004).	ART-REMB

Reference	Relation	Type	Commentaires	Type barr.
Langridge-Monopolis (1984)			Nbre cas = 37. Relation pour barrages en remblais	
Costa (1985)	$Q = 2,634. (SH_d)^{0,44}$	CE	D'après publication originale de Costa (1985). 29 barrages artificiels.	ART
Hagen (1982)	$Q = 1,205. (V_w H_w)^{0,48}$	CE	Cité par Pierce et al. (2010) Nbre cas = 6	ART
Froelich (1995)	$Q = 0,607. V_w^{0,295} H_w^{1,24}$	RE	D'après publication originale de Froelich (1995). Etablie sur 22 ruptures de barrages en remblai. R ² =0,934.	ART-REMB
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 25. (V_w H_w)^{0,40}$	CE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997).	GLI
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 2,9. (V_w H_w)^{0,43}$	CE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997).	ART
Walder et O'Connor (1997)	$Q = 1,1. (V_w H_w)^{0,47}$	CE	D'après publication originale de Walder et O'Connor (1997).	MOR

Tableau 5 : Recensement des modèles de débit de brèche fonction du volume et de la hauteur $Q_b=f(V,H)$. Le type de modèle est spécifié : RE = régression – CE = courbe enveloppe. De même que le type de barrage pour lesquels la relation a été établie : ART : artificiel – GLI : glissement – MOR : morainiques – GLA = glaciaire

III.4.4 Régressions multivariées

Ce paragraphe regroupe les modèles les plus complexes faisant intervenir d'autres variables quantitatives ou qualitatives en plus de la hauteur ou du volume. Il s'agit d'approches récentes, toutes développées au cours des dix dernières années. Comme dans les paragraphes précédents, la majorité des modèles ont été établis à partir de données collectées sur des barrages artificiels en remblai. Seul les modèles de Peng et Zhang (2012) développés à partir de 45 cas documentés de rupture dans le monde sont spécifiques aux barrages issus de glissements de terrain. On note pour ces modèles l'ajout de la variable qualitative d'érodabilité pouvant prendre la valeur de faible, moyenne ou forte.

Ref.	Relation	Commentaire	Type Barr.
Thornton et al. (2011)	$Q = 0,863. V_w^{0,335} H_b^{1,833} W_{avg}^{-0,663}$	Equation établie sur 38 cas de rupture. $r^2=0,871$	ART-REMB
Thornton et al. (2011)	$Q = 0,012. V_w^{0,493} H_b^{1,205} E_l^{0,226}$	Equation établie sur 38 cas de rupture. $r^2=0,991$	ART-REMB
De Lorenzo et Macchione (2014)	$Q = 0,293. \alpha_0^{0,3658} g^{0,258} (v_e V_w)^{0,485} H_b^{0,802}$ (a) $Q = 0,2497. \alpha_0^{0,3594} g^{0,263} (v_e V_w)^{0,474} H_w^{(1,764+0,491\alpha_0)} H_b^{-(0,923+0,491\alpha_0)}$ (b)	Equation établie sur 41 cas de rupture. $r^2=0,917$ (a) Pour rupture par surverse (b) Pour rupture par érosion interne α_0 : exposant de la courbe $V=f(h)$. Si inconnu une valeur de 2,5 est suggérée $v_e = 0,07 \text{ m/s}$	ART-REMB

Ref.	Relation	Commentaire	Type Barr.
Froelich (2016)	$Q = 0,0175 \cdot k_M \cdot k_H \cdot \sqrt{\frac{gV_w H_w H_b^2}{E_w}}$	Equation établie sur 41 cas de rupture. $r^2=0,922$ $k_M = 1,0 ; 1,85$ resp. pour : ruptures sans surverse ; rupture avec surverse $k_h = 1,0 ; \left(\frac{H_b}{H_s}\right)^{1/8}$ resp. pour : $H_b \leq H_s ; H_b > H_s$. $H_s = 6,1$	ART-REMB
Froelich (2016)	$\frac{Q_{pmax}}{\sqrt{gH_w^3}} = \frac{8}{27} \left(\frac{E_l}{B_{avg}}\right)^{0,28} [B_{avg} - m(H_b - 0,8H_w)]$ (a) $\frac{Q_{pmax}}{\sqrt{gH_w^3}} = \frac{8}{27} \left(\frac{E_l}{B_{avg}}\right)^{0,28} [(B_{avg} - mH_b) - 0,8mH_w \left(1 - \frac{H_b}{H_w}\right)^{2,5} - 1]$ (b) $Q = Q_{pmax} \cdot \left(\frac{1}{1 + \alpha \cdot t_f (g/H_b)^{0,5}}\right)^\beta$	Equation établie sur 41 cas de rupture. $r^2=0,917$ (a) Pour $H_w \leq H_b$ (b) Pour $H_w > H_b$ $B_{avg} = 0,27 \cdot k_M \cdot V_w^{1/3}$ $k_M = 1,0 ; 1,3$ resp. pour : ruptures sans surverse ; rupture avec surverse $m = 0,7 ; 1,0$ resp. pour : ruptures sans surverse ; rupture avec surverse $t_f = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}}$ $\alpha = 0,000045$ $\beta = 500 \cdot [(W_{avg} \cdot H_b^2)/V_w]^{2/3}$	ART-REMB
Peng et Zhang (2002) Zhang et al. (2016)	$\frac{Q}{\sqrt{gV_w^{5/3}}} = 0,175 \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,199} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{-1,275} e^{B_2}$	Relation établie sur 34 cas de rupture. $r^2=0,80$. $B_2 = b_3 + b_4 + b_5$ $b_3 = -0,503 ; -0,591 ; -0,649$ resp. pour barrage à noyaux ; barrages béton ; barrages en remblais homogènes $b_4 = -0,705 ; -1,039$ resp. pour : surverse ; érosion interne $b_5 = -0,007 ; -0,375 ; -1,362$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 15$	ART-REMB
Peng et Zhang (2002) Zhang et al. (2016)	$\frac{Q}{\sqrt{gV_w^{5/3}}} = 0,133 \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{-1,276} e^{C_4}$	Equation simplifiée. Relation établie sur 39 cas de rupture. $r^2=0,78$. $C_4 = b_4 + b_5$ $b_4 = -0,788 ; -1,232$ resp. pour : surverse ; érosion interne $b_5 = -0,089 ; -0,498 ; -1,433$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible	ART-REMB
Peng et Zhang (2002) Zhang et al.	$\frac{Q}{\sqrt{gH_d^5}} = \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{-1,417} \left(\frac{H_d}{W_d}\right)^{-0,265} \left(\frac{V_d^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,471} \left(\frac{V_l^{1/3}}{H_d}\right)^{1,569} e^a$	Relation établie sur 45 cas de rupture. $r^2=0,946$. $a = 1,276 ; -0,336 ; -1,532$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ;	GLI

Ref.	Relation	Commentaire	Type Barr.
(2016)		faible $H_r = 1$	
Peng et Zhang (2002) Zhang et al. (2016)	$\frac{Q}{\sqrt{gH_d^5}} = \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{-1,371} \left(\frac{V_L^{1/3}}{H_d}\right)^{1,536} e^a$	Relation établie sur 45 cas de rupture. $r^2=0,939$. $a = 01,236 ; -0,380 ; -1,615$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 1$	GLI
Wang et al. (2018)	$\frac{Q}{\sqrt{gV_w^{5/3}}} = 0,035 \left(\frac{E_L}{H_w}\right)^{0,0899} \left(\frac{V_w}{H_w^3}\right)^{-0,4554}$	Relation établie sur 40 cas de rupture. $r^2=0,963$	ART-REMB
Wang et al. (2018)	$\frac{Q}{\sqrt{gV_w^{5/3}}} = 0,037 \left(\frac{E_w}{H_w}\right)^{-0,0028} \left(\frac{V_w}{H_w^3}\right)^{-0,4264}$	Relation établie sur 40 cas de rupture. $r^2=0,962$	ART-REMB
Wang et al. (2018)	$\frac{Q}{\sqrt{gV_w^{5/3}}} = 0,0372 \left(\frac{E_L}{H_w}\right)^{-0,0266} \left(\frac{E_w}{H_w}\right)^{0,0256} \left(\frac{V_w}{H_w^3}\right)^{-0,4193}$	Relation établie sur 40 cas de rupture. $r^2=0,9611$	ART-REMB
Wang et al. (2018)	$\frac{Q}{\sqrt{gV_w^{5/3}}} = 0,0367 \left(\frac{E_L}{H_w}\right)^{0,1041} \left(\frac{V_w}{H_w^3}\right)^{-0,4533}$	Relation établie sur 40 cas de rupture. $r^2=0,9635$	ART-REMB
Wang et al. (2018)	$Q = \zeta 2\sqrt{2gq^5}(M_l + M_r)W^3 \sqrt{\frac{(W^2 + 1)^3}{2W^2 + 1}}$	Relation établie sur 40 cas de rupture. $r^2=0,9584$ $\zeta = 0,82 ; 0,78$ resp. pour : rupture par surverse ; autres modes de rupture	ART-REMB

E_L : longueur du barrage perpendiculairement à l'axe de la vallée (m) ; k_H : facteur prenant en compte la haute du remblai ; k_M : facteur prenant en compte le mode de rupture ; L : longueur du barrage (m) ; W_{avg} : largeur moyenne du barrage au-dessus de la brèche (m) ;

Tableau 6 : Recensement des modèles de débit de brèche multivariables (variables additionnelles en plus de H et V).
Le type de barrage pour lesquels la relation a été établie : ART : artificiel – GLI : glissement.

III.4.5 Inter-comparaison des modèles de prédétermination du débit de pointe

Après avoir énuméré toutes les formules disponibles, il est légitime de s'interroger sur la performance prédictive de chacune d'entre elles. Dans le cadre de l'élaboration de nouvelles formules, Froelich (2016) et Wang et al. (2018) ont comparé leurs formules avec les autres formules existantes dans la bibliographie. Ces travaux d'inter-comparaison de modèles portent sur des barrages artificiels en remblai sur la base de 41 et 40 cas de rupture documentés.

Comme pour toute publication scientifique, les graphiques présentés par les auteurs tendent à illustrer la supériorité de leurs modèles... Dans la publication de Froelich, hormis ses modèles on retiendra la bonne performance des modèles de Webby (1996) et Azimi et al. (2015). Enfin, l'article de Wang et al. illustre la bonne performance des modèles de Froelich (1995), Webby (1996), Azimi et al. (2015) et dans une moindre mesure ceux de Gupta et Singh (2012), Froelich (2016).

On gardera à l'esprit que ces comparaisons concernent des cas de ruptures de barrages artificiels en remblai. Il n'est pas conséquent pas possible de conclure quant aux formules les plus adaptées dans un contexte de barrages issus de glissements de terrain.

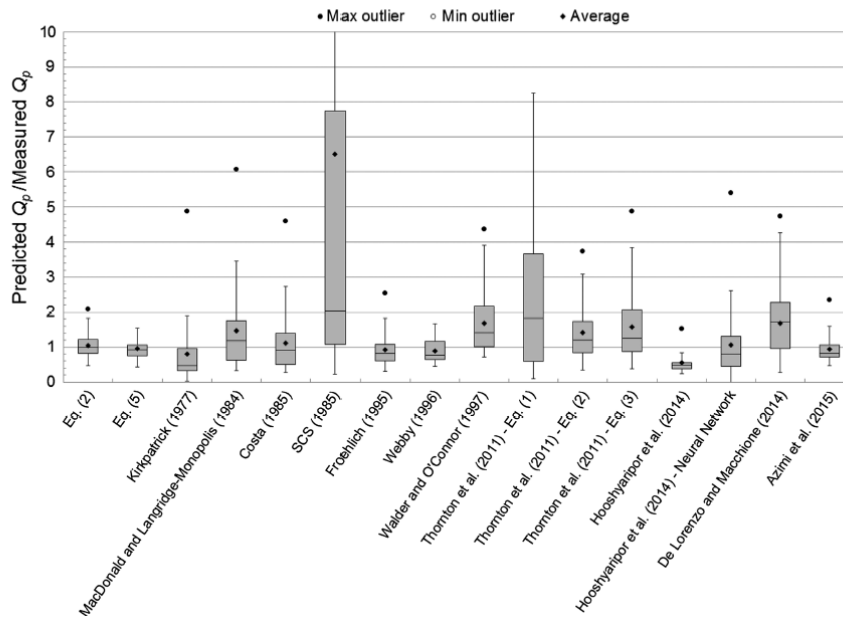


Figure 14 : Comparaison de la performance de modèles de prédiction du débit de pointe sur 41 cas de rupture de barrages artificiels en remblai. Source : Froelich, 2016

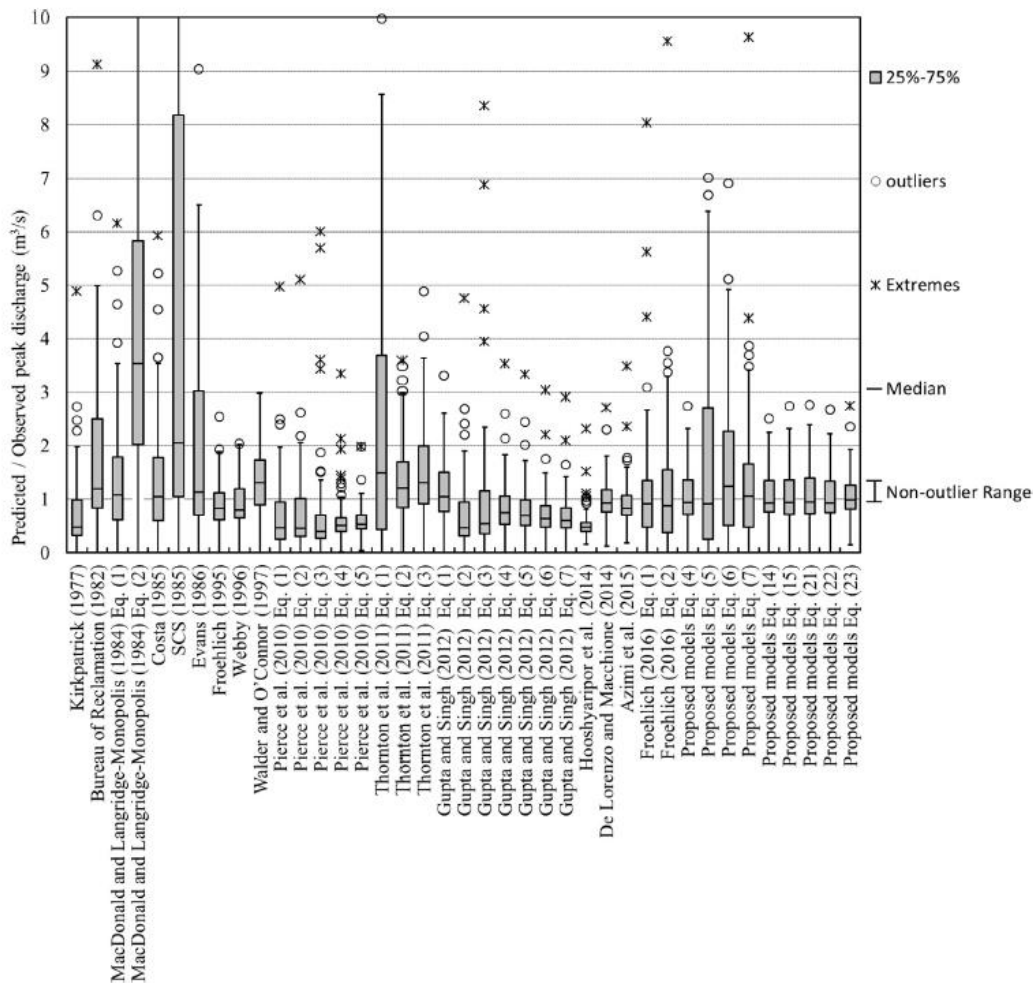


Figure 15 : Comparaison de la performance de modèles de prédiction du débit de pointe sur 40 cas de rupture de barrages artificiels en remblai. Source : Wang et al., 2018

III.5. Relations empiriques d'estimation de la largeur de brèche

Sur le même principe que pour le débit de pointe, de très nombreux auteurs ont tenté de relier les caractéristiques géométriques de brèche (largeur moyenne, largeur au fond ou en gueule) à des variables explicatives, avec en premier lieu la hauteur et le volume, mais aussi l'épaisseur du barrage, le mode de rupture...

Reference	Relation	Commentaires	Type barr.
Von Thun et Gillette (1990)	$B_{avg} = 2,5H_w + C_b$	Cité par Wahl (2004) $C_b = f(S)$ avec $S =$ reservoir size $S(m^3) = 0 \rightarrow C_b = 6,1$; $S(m^3)=1,23e6 \rightarrow C_b = 18,3$; $S(m^3) = 6,17e6 \rightarrow C_b = 42,7$; $S(m^3)=1,23e7 \rightarrow C_b = 54,9$;	ART-REMB
USBR (1988)	$B_{avg} = 2,5H_w + C_b$	Cité par Wahl (2004)	?
Froelich (1995)	$B_{avg} = 0,1803K_0V_w^{0,32}H_b^{0,19}$	D'après publication originale de Froelich (1995). Relation établie d'après 63 rupture de barrages en remblai. $r^2=0,752$ $K_0 = 1,4$; $1,0$ resp. pour : rupture par surverse ; érosion interne	ART-REMB
Froelich (2008)	$B_{avg} = 0,27K_0V_w^{0,32}H_b^{0,04}$	D'après publication originale de Froelich (1995). Relation établie d'après 63 rupture de barrages en remblai. $r^2=0,752$ $K_0 = 1,3$; $1,0$ resp. pour : rupture par surverse ; érosion interne	ART-REMB
Froelich (2016b)	$B_{avg} = 0,28K_MK_HV_w^{1/3}W_{avg}^{-1/6}H_b^{1/6}$	D'après publication originale de Froelich (2016). Equation établie sur 110 cas de rupture. $r^2=0,838$ (en régression ln) $K_M = 1,0$; $1,5$ resp. pour : ruptures par érosion interne ; rupture avec surverse $K_H = \left(\frac{H_b}{H_s}\right)^{1/2}$; $1,0$ resp. pour : $H_b < H_s$; $H_b \geq H_s$. $H_s = 6,1$	ART-REMB
Froelich (2016b)	$B_{avg} = 0,23K_MV_w^{1/3}$	D'après publication originale de Froelich (2016). Equation simplifiée établie sur 110 cas de rupture. $r^2=0,82$ (en régression ln) $K_M = 1,0$; $1,5$ resp. pour : ruptures par érosion interne ; rupture avec surverse	ART-REMB
Zhang et al. (2016)	$\frac{B_t}{H_b} = 1,062 \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,092} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{0,508} e^{B_2}$	Relation établie sur 54 cas de rupture. $r^2=0,62$. $B_2 = b_3 + b_4 + b_5$ $b_3 = 0,061$; $0,088$; $-0,089$ resp. pour barrage à noyaux ; barrages béton ; barrages en remblais homogènes $b_4 = 0,299$; $-0,239$ resp. pour : surverse ; érosion interne $b_5 = 0,411$; $-0,062$; $-0,289$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 15$	ART-REMB
Zhang et al. (2016)	$\frac{B_t}{H_b} = 0,996 \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{0,508} e^{C_2}$	Equation simplifiée. Relation établie sur 61 cas de rupture. $r^2=0,58$. $C_2 = b_4 + b_5$ $b_4 = 0,258$; $-0,262$ resp. pour : surverse ; érosion	ART-REMB

Reference	Relation	Commentaires	Type barr.
		interne $b_5 = 0,377 ; -0,092 ; -0,288$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible	
Zhang et al. (2016)	$\frac{B_{avg}}{H_b} = 0,787 \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,133} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{0,652} e^{B_3}$	Relation établie sur 45 cas de rupture. $r^2=0,62$. $B_3 = b_3 + b_4 + b_5$ $b_3 = -0,041 ; 0,026 ; -0,226$ resp. pour barrage à noyaux ; barrages béton ; barrages en remblais homogènes $b_4 = 0,149 ; -0,389$ resp. pour : surverse ; érosion interne $b_5 = 0,291 ; -0,14 ; -0,391$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 15$	ART-REMB
Zhang et al. (2016)	$\frac{B_{avg}}{H_b} = 5,543 \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{0,739} e^{C_3}$	Equation simplifiée. Relation établie sur 53 cas de rupture. $r^2=0,67$. $C_3 = b_4 + b_5$ $b_4 = -1,207 ; -1,747$ resp. pour : surverse ; érosion interne $b_5 = -0,613 ; -1,073 ; -1,268$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible	ART-REMB
Peng et Zhang (2002)	$\frac{B_t}{H_r} = \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,752} \left(\frac{H_d}{W_d}\right)^{0,315} \left(\frac{V_d^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,243} \left(\frac{V_l^{1/3}}{H_d}\right)^{0,682} e^a$	Relation établie sur 13 cas de rupture. $r^2=0,855$. $a = 1,683 ; 1,201 ; (-)$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 1$	GLI
Peng et Zhang (2002)	$\frac{B_t}{H_r} = \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,911} \left(\frac{V_l^{1/3}}{H_d}\right)^{0,271} e^a$	Relation établie sur 13 cas de rupture. $r^2=0,78$. $a = 0,588 ; 0,148 ; (-)$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 1$	GLI
Peng et Zhang (2002)	$\frac{B_b}{H_d} = 0,004 \left(\frac{H_d}{H_r}\right) + 0,05 \left(\frac{H_d}{W_d}\right) - 0,044 \left(\frac{V_d^{1/3}}{H_d}\right) + 0,088 \left(\frac{V_l^{1/3}}{H_d}\right) + a$	Relation établie sur 10 cas de rupture. $r^2=0,841$. $a = 0,775 ; 0,532 ; (-)$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 1$	GLI
Peng et Zhang (2002)	$\frac{B_b}{H_d} = 0,003 \left(\frac{H_d}{H_r}\right) + 0,07 \left(\frac{V_l^{1/3}}{H_d}\right) + a$	Relation établie sur 10 cas de rupture. $r^2=0,822$. $a = 0,624 ; 0,344 ; (-)$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 1$	GLI

B_{avg} : largeur moyenne de la brèche (m) ; B_t : largeur moyenne de la brèche au sommet (m) ; B_b : largeur moyenne de la brèche au fond (m) ; H_w : Hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche (m) ; H_b : Hauteur finale de la brèche (m) ; H_d : Hauteur du barrage (m) ; L_d : Longueur du barrage en crête mesurée perpendiculairement à l'axe de la vallée (m) ; V_w : Volume d'eau stocké au moment de l'ouverture de la brèche (m³) ; V_d : Partie du volume du glissement barrant le cours d'eau (m³) ; W_d : Largeur du barrage à la base (m).

Tableau 7 : Recensement des modèles de prédiction de largeur de brèche. Le type de barrage pour lesquels la relation a été établie : ART : artificiel – GLI : glissement.

III.6. Relations empiriques d'estimation du temps de formation de la brèche

On trouve enfin ci-après l'ensemble des relations recensées liant le temps de formation de brèche aux caractéristiques de la retenue (hauteur, volume), du mode de rupture, ou des matériaux (érodabilité).

Reference	Relation	Commentaires	Type barr.
USBR (1988)	$t_f = 0,011. B_{avg}$	Cité par Morris et al. (2018). Relation établie sur 21 cas de rupture	ART
Von Thun et Gillette (1990)	$t_f = 0,015. H_w$	Cité par Morris et al. (2018). Relation établie sur 57 cas de rupture. Valable uniquement pour matériaux facilement érodables	ART
Von Thun et Gillette (1990)	$t_f = \frac{B_{avg}}{4H_w + 61}$	Cité par Morris et al. (2018). Relation établie sur 57 cas de rupture. Valable uniquement pour matériaux facilement érodables	ART
Von Thun et Gillette (1990)	$t_f = 0,015. H_w + 0,25$	Cité par Morris et al. (2018). Relation établie sur 57 cas de rupture. Valable uniquement pour matériaux résistants à l'érosion	ART
Von Thun et Gillette (1990)	$t_f = \frac{B_{avg}}{4H_w}$	Cité par West et al. (2018). Relation établie sur 57 cas de rupture. Valable uniquement pour matériaux résistants à l'érosion	ART
Froelich (1995)	$t_f = 0,00254V_w^{0,53} H_b^{-0,9}$	D'après publication originale de Froelich (1995). Relation établie d'après 63 rupture de barrages en remblai. $r^2=$	ART-REMB
Froelich (2008)	$t_f = 63,2 \left(\frac{V_w}{gH_b^2} \right)^{0,5}$	D'après publication originale de Froelich (2008). Relation établie d'après 74 rupture de barrages en remblai. $r^2=0,929$ (regression en ln)	ART-REMB
Froelich (2016b)	$B_{avg} = 50 \left(\frac{V_w}{gH_b^2} \right)^{0,5} \left(\frac{W_{avg}}{H_b} \right)^{0,25}$	D'après publication originale de Froelich (2016). Vraisemblablement une partie de la BD identique à celle de sa publication de 2008 mais avec plus grand nombre de cas : 111 vs 74. Equation établie sur 111 cas de rupture. $r^2=0,959$ (en régression ln)	ART-REMB
Froelich (2016b)	$B_{avg} = 60 \left(\frac{V_w}{gH_b^2} \right)^{0,5}$	D'après publication originale de Froelich (2016). Vraisemblablement une partie de la BD identique à celle de sa publication de 2008 mais avec plus grand nombre de cas : 111 vs 74. Equation établie sur 110 cas de rupture. $r^2=0,954$ (en régression ln)	ART-REMB
Zhang et al. (2016)	$\frac{T_f}{T_r} = 0,304 \left(\frac{H_d}{H_r} \right)^{0,707} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w} \right)^{1,228} e^{B_5}$	Relation établie sur 28 cas de rupture. $r^2=0,79$. $B_5 = b_3 + b_4 + b_5$ $b_3 = -0,327 ; -0,674 ; -0,189$ resp. pour barrage à noyaux ; barrages béton ; barrages en remblais homogènes $b_4 = -0,579 ; -0,611$ resp. pour : surverse ; érosion interne $b_5 = -1,205 ; -0,564 ; 0,579$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible	ART-REMB

Reference	Relation	Commentaires	Type barr.
		$T_r = 1$	
Zhang et al. (2016)	$\frac{T_f}{T_r} = C_5 \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,654} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{1,246}$	Equation simplifiée. Relation établie sur 30 cas de rupture. $r^2=0,73$. $C_5 = 0,038 ; 0,066 ; 0,205$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 15 ; T_r = 1$	ART-REMB
Peng et Zhang (2002)	$\frac{T_b}{T_r}$	Relation établie sur 14 cas de rupture. $r^2=0,624$.	
Zhang et al. (2016)	$= \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,262} \left(\frac{H_d}{W_d}\right)^{-0,024} \left(\frac{V_d^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,103} \left(\frac{V_l^{1/3}}{H_d}\right)^{0,705} e^a$	$a = -0,635 ; -0,518 ; -$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $T_r = 1 ; H_r = 1$	GLI
Peng et Zhang (2002)	$\frac{T_b}{T_r} = \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,293} \left(\frac{V_l^{1/3}}{H_d}\right)^{0,723} e^a$	Relation établie sur 13 cas de rupture. $r^2=0,78$. $a = -0,805 ; -0,674$ resp. pour érodabilité forte ; moyenne ; faible $H_r = 1$	GLI

B_{avg} : largeur moyenne de la brèche (m) ; B_t : largeur moyenne de la brèche au sommet (m) ; B_b : largeur moyenne de la brèche au fond (m) ; H_w : Hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche (m) ; H_b : Hauteur finale de la brèche (m) ; H_d : Hauteur du barrage (m) ; L_d : Longueur du barrage en crête mesurée perpendiculairement à l'axe de la vallée (m) ; V_w : Volume d'eau stocké au moment de l'ouverture de la brèche (m^3) ; V_d : Partie du volume du glissement barrant le cours d'eau (m^3) ; W_d : Largeur du barrage à la base (m) ;

Tableau 8 : Recensement des modèles de prédiction du temps de formation de brèche Le type de barrage pour lesquels la relation a été établie : ART : artificiel – GLI : glissement.

III.7. Méthodes sommaires d'estimation de l'atténuation de l'onde de crue

Plusieurs méthodes et outils peuvent être employés pour estimer la propagation et l'atténuation de l'onde de submersion à l'aval du barrage en cas de rupture. Ceux-ci permettent d'estimer notamment la réduction du débit de pointe au fur et à mesure qu'on s'éloigne de la brèche.

Nous présentons ici des méthodes sommaires qui ne nécessitent pas l'utilisation d'outils de modélisation.

III.7.1 Méthode du CTGREF

La méthode sommaire proposée par le CTGREF (Calcul d'onde de submersion due à la rupture d'un barrage – 1978) peut être employée en première approche pour évaluer l'atténuation de l'onde de submersion. C'est cette méthode qui est paramétrée dans l'outil CASTOR d'IRSTEA présenté au paragraphe § V.2 (sans l'adaptation de CASTOR pour les ruptures progressives).

La méthode du CTGREF est basée sur des abaques. Il permet de déterminer un rapport d'atténuation de débit Q_x/Q_{max} où Q_x est le débit au droit de la section considérée, Q_{max} débit au niveau de la brèche.

Cette approche utilise en ordonnée la valeur de iK^2 , où i est la pente de la rivière et K le coefficient de Strickler et en abscisse le rapport $X/V_0^{1/3}$ où X est la distance horizontale entre la retenue et la section de calcul et V_0 le volume d'eau stockée susceptible de s'échapper.

Cette méthode est intéressante pour sa simplicité d'utilisation, en revanche elle ne tient pas compte de la morphologie de la vallée et est surtout utilisable pour des ruptures instantanées. L'atténuation du débit d'une rupture progressive est sans doute sous-estimée.

III.7.2 Méthode du NWS (NWS Rule of Thumb)

Le NWS (National Weather Service) a développé une méthodologie simple pour apprécier rapidement les conséquences d'une rupture de barrage. Elle peut être utilisée en première approximation avant de mettre en œuvre des méthodes plus sophistiquées.

Les trois « règles » sont les suivantes :

- La hauteur d'eau à l'aval immédiat du barrage n'est jamais supérieure à la moitié de la hauteur d'eau derrière le barrage ;
- Le débit est réduit d'environ 50 % à chaque 10 miles (environ 16 km) parcourus à l'aval du barrage ;
- La hauteur d'eau est également réduite d'environ 50 % à chaque 10 miles ;

Cette méthode ne tient pas compte du volume d'eau larguée et/ou de la hauteur du barrage.

Le graphique ci-dessous compare cette méthode simplifiée en pointillé (NWS Rule of Thumb) à des événements réels observés de rupture de barrage aux Etats-Unis.

Les deux événements (Swift en rouge, Hell Hole en vert) qui dépassent largement la courbe pointillée (NWS Rule of thumb) correspondent à des événements ayant relargués des volumes bien supérieurs à la dizaine de millions de m³.

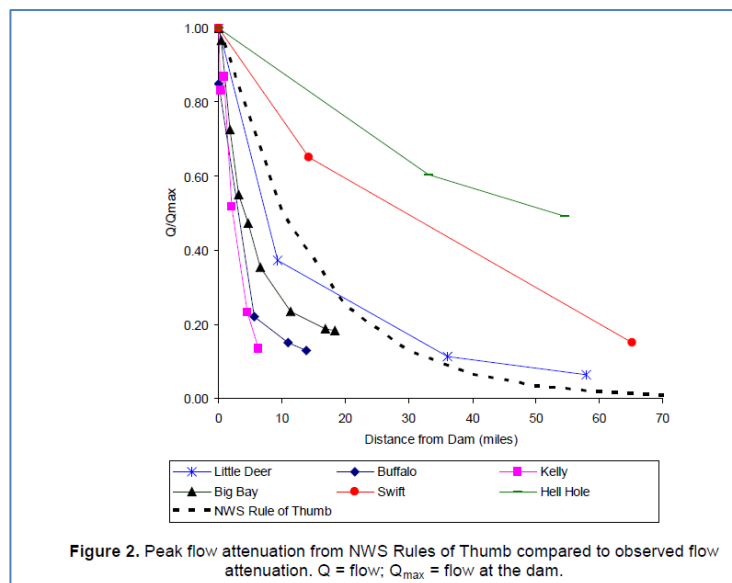


Figure 16 : Reed et Halgren - NOAA – NWS (2011) – Validation of a new GIS tool to rapidly develop simplified dam break models

III.7.3 Méthode « USBR - Dams Sector »

Pour un volume supérieur à 6,2 Mm³, l'USBR (1989) propose une relation d'atténuation du débit de pointe qui ne dépend que de la distance "X" au barrage :

$$Q_x = Q_{\max} \cdot 10^{-0,01243 x}$$

USBR. Policy and procedures for dam safety modification decision-making. Department of the Interior, Denver, USA (1989).

Pour des volumes inférieurs à 6,2 Mm³, le « Dams Sector » propose une relation qui dépend du volume d'eau stockée (V_{\max}) :

$$\frac{Q_x}{Q_{\max}} = a \cdot e^{b \cdot x}$$
$$a = 0.002 \ln(V_{\max}) + 0.9626$$
$$b = -0.20047(V_{\max} + 25000)^{-0.5979}$$

Dams Sector. Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios. US Department of Homeland Security, September (2011).

III.8. Présentation des outils de modélisation

En dehors des approches empiriques sommaires décrites précédemment, plusieurs outils vont être utilisés dans le cadre de cette action pour modéliser la rupture de barrages issus de glissements de terrain et la propagation de l'onde de crue à l'aval, afin de permettre leur comparaison.

III.8.1 HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System) est un logiciel de modélisation hydraulique développé par le corps des ingénieurs de l'armée des Etats-Unis. Il est très utilisé de par le monde pour simuler les conditions d'écoulement dans les cours d'eau.

Jusqu'à récemment, il est basé sur un modèle unidimensionnel (1D), c'est-à-dire qui ne considère que la composante de la vitesse dans l'axe de l'écoulement. La modélisation 1D simplifie considérablement la mise en œuvre du modèle, mais donne une image moyennée des paramètres (champ de vitesse essentiellement). Il est tout de même possible de fournir une estimation des vitesses moyennes sur plusieurs compartiments, en distinguant notamment le lit mineur et les lits majeurs RD et RG.

La nouvelle version de HEC-RAS (version 5) permet de modéliser les écoulements bidimensionnels (2D) avec possibilité de coupler 1D/2D (1D en lit mineur et 2D en lit majeur).

En régime permanent (steady flow) uniforme ou graduellement varié, le modèle est basé sur l'équation de la conservation de l'énergie :

$$H = z + h + \frac{u^2}{2g}$$

Les pertes de charge prises en compte comprennent les pertes par frottement ainsi que les pertes par contraction/expansion de la section. En régime permanent rapidement varié, le modèle se base sur l'équation de la conservation de la quantité de mouvement. Le modèle est valide pour des pentes inférieures à 10%.

En régime non-permanent (unsteady flow), le modèle est basé sur les équations de Saint-Venant (conservation de la masse et conservation de la quantité de mouvement) dans leurs formes conservatives. Ces dernières sont résolues avec un schéma implicite aux différences finies.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial uh}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hu^2 + \frac{g}{2} h^2 \right) = gh(S_0 - S_f)$$

Modélisation des ruptures de barrage sous HEC-RAS :

HEC-RAS permet de modéliser l'ouverture d'une brèche et la propagation de l'onde de submersion en régime transitoire (« Unsteady flow »). Pour se faire les caractéristiques de la brèche doivent être renseignées ou peuvent être déterminées directement par HEC-RAS par des approches sommaires.

Gee et Brunner (2005) ont comparé les résultats obtenus par les modèles du NWS (NWS DAMBRK et NWS-FLDWAV) et HEC-RAS. Ils obtiennent des résultats cohérents entre eux avec les mêmes données de base (caractéristiques de la brèche, des profils en travers et conditions initiales et aux limites). L'utilisation de HEC-RAS semble ainsi appropriée pour modéliser l'onde de submersion.

L'USACE a édité un document spécifique TD 39 « Using HEC-RAS for dam break studies » en 2014 (Brunner G.-2014).

III.8.2 Logiciels mis à disposition par l'UR RiverLy d'INRAE : CastorDigue et suite Rubar (RUBAR 3, RUBAR 20, RubarBE, Rubar20TS)

INRAE a développé plusieurs logiciels de calcul pour répondre à la demande en matière de calcul d'onde de rupture de barrage. L'objectif était clairement de disposer des outils les plus efficaces.

Ont donc été développés un logiciel (RUPRO) de simulation d'érosion de remblai en terre (par surverse ou par renard), un logiciel (RUBAR 3) de résolution des équations de Saint - Venant adapté à la propagation d'une onde de rupture et un logiciel (RUBAR 20) pour la résolution des équations de Saint-Venant bidimensionnelles.

Ces propagations d'ondes étant souvent accompagnés d'un fort transport de sédiments soit en provenance des ouvrages (barrage ou retenue) soit érodés le long de la vallée, un module de calcul de ce transport et d'évolution des fonds a été rajouté à chaque logiciel pour engendrer les logiciels RubarBE (1D) et Rubar20TS (2D).

Ces logiciels incluent aussi la possibilité de représenter les ouvrages hydrauliques par des lois particulières dès que les équations de Saint Venant ne peuvent plus être appliquées. Dans le cadre de cette représentation, le logiciel Rupro a été intégré en module spécifique dans les logiciels 1D et 2D pour définir un ouvrage particulier dont la relation entre le débit et le niveau d'eau évolue au fil du temps en fonction de l'érosion du remblai.

Ces outils relativement complexes ne peuvent être mis en œuvre que par des bureaux d'étude en hydraulique ; leur emploi ne peut être généralisé à l'ensemble des services qui ont à gérer les problèmes de sécurité des barrages.

Une méthode simplifiée a donc aussi été développée pour répondre aux critères suivants :

1. être d'une mise en œuvre suffisamment simple pour pouvoir être utilisée rapidement et sans risque d'erreur excessif par un non spécialiste ;
2. s'appliquer à la majeure partie des cas ;
3. présenter des résultats avec une marge d'incertitude quantifiable et suffisamment faible pour que les résultats soient utilisables sur le terrain

L'outil dénommé Castor (pour « calcul simplifié pour le traitement des ondes de rupture de barrage ») a repris une méthode par abaques éditée par le CTGREF (Centre Technique du Génie Rural des Eaux et des Forêts) en 1978.

La méthode a été encapsulée dans un outil logiciel qui a en outre intégré les améliorations suivantes :

1. extension aux ruptures progressives ;
2. extension du domaine de validité (pentes et distances) ;
3. estimation de la précision sur les résultats.

Le logiciel Castor repose finalement sur les 5 étapes de calcul suivantes :

1. calcul du débit de pointe au droit du barrage Q_{BMAX} par des formules simples différentes en rupture progressive et en rupture instantanée ;
2. détermination, grâce à un abaque numérisé, du rapport Q_{MAX}/Q_{BMAX} du débit maximal en une section quelconque à ce débit de pointe au barrage ;
3. calcul de la hauteur d'eau maximale Y_{MAX} à partir de Q_{MAX} par l'équation du régime uniforme ;
4. calcul de la vitesse maximale V_{MAX} à partir de Q_{MAX} et de la section mouillée correspondant à Y_{MAX} ;
5. calcul du temps d'arrivée de l'onde à partir de V_{MAX} et de la distance au barrage.

Selon les variables cibles et sans tenir compte de l'incertitude sur les données, l'intervalle de validité des résultats est de l'ordre de 30 à 50% de part et d'autre du résultat calculé.

Le logiciel CastorDigue (pour « calcul simplifié pour le traitement des ondes de rupture de digue ») œuvre dans la même catégorie des logiciels simples d'utilisation, mais il a été conçu initialement pour la propagation d'une onde créée par la rupture d'une digue fluviale. Ses fonctionnalités ont été ensuite étendues pour pouvoir répondre au cas de la rupture d'une digue maritime ou d'une digue de barrage.

Dans ce dernier cas, CastorDigue peut remplacer Castor en offrant en outre la possibilité de calculer l'hydrogramme de rupture au droit de la brèche.

La méthode de calcul du logiciel CastorDigue compte quatre modules permettant chacun de calculer des paramètres utilisés séparément, nécessaires à une représentation simple du phénomène :

1. Le lit endigué au droit de la brèche : ce premier module calcule la hauteur d'eau et la vitesse dans la section du lit endigué où se situe la brèche à partir du débit et d'une relation hauteur-débit. Le débit du cours d'eau est ensuite réactualisé à chaque pas de temps en le diminuant du débit évacué à travers la brèche calculé par le deuxième module.
2. La rupture au droit de la brèche : ce deuxième module simule la rupture de la digue soit par renard soit par surverse (reprise simplifiée de la méthode du module RUPRO intégré dans les logiciels plus complexes). Ce module permet de connaître le débit liquide à travers la brèche et le débit solide caractérisant l'érosion et l'élargissement de la brèche. Il calcule aussi la largeur et la hauteur de la brèche ainsi que la hauteur d'eau à l'aval. Ce module peut calculer à partir du niveau d'eau calculé par le module 1 mais aussi d'un niveau donné par l'utilisateur ou calculé à partir du remplissage d'un réservoir
3. La propagation dans la zone proche : une fois que la rupture s'est produite, l'eau s'écoule en aval de la digue dans une zone du lit protégé voisine de la brèche appelée « zone proche ». Le logiciel doit fournir la hauteur d'eau et la vitesse en tout point de cette zone soit à chaque pas de temps soit sous forme de valeur maximale sur la durée de la crue. La topographie de cette zone est représentée comme un plan incliné d'où des courbes d'isovaleurs en forme d'ellipses.
4. La propagation dans l'ensemble du lit protégé : la dernière étape du calcul simule l'avancée de l'inondation selon l'axe du lit protégé. L'écoulement est considéré unidimensionnel. Dans ce module, le logiciel calcule les hauteurs d'eau, vitesses et débits maximums dans les sections du lit protégé en aval de la digue. Il reprend la méthode utilisée dans le logiciel Castor.

III.8.3 Logiciel LogiChar « transitoire » développé par l'UR ETNA d'INRAE

INRAE a développé, en collaboration avec ONF-RTM, un logiciel de calcul des écoulements avec transport solide adapté au contexte des torrents, c'est-à-dire : pouvant traiter des cours d'eau à forte pente et connaissant des phénomènes d'incision ou de dépôt intenses susceptibles de modifier de façon substantielle la géométrie d'écoulement en cours de crue. Ce logiciel s'appuie notamment sur des formules de calcul du transport solide spécifiquement établies pour le contexte torrentiel.

Une évolution de ce logiciel a consisté à le doter de méthodes de résolution numériques compatibles avec le traitement de l'onde de rupture de barrages, ceci afin de permettre son application à une série de cas d'intérêt pratique en contexte montagnard : ruptures de barrages artificiels ou naturels, de poches d'eau glaciaires ou de lacs pro-glaciaires. Ainsi, LogiChar « transitoire » permet à la fois le calcul hydraulique de la propagation de l'onde et le calcul du transport solide associé en incluant les modifications morphologiques (engravement, incision) dues à ce dernier. Il s'agit d'un modèle monodimensionnel pour lequel le chenal est saisi géométriquement à l'instant initial sous forme de biefs dont on renseigne la longueur, la pente et les sections en travers amont et aval. Ce chenal constitué de plusieurs biefs est ensuite discrétisé en mailles de calcul sur lesquelles vont s'appuyer les schémas de résolution numérique de la propagation hydraulique d'une part et du transport solide d'autre part.

Pour traiter la propagation hydraulique de l'onde de rupture, LogiChar utilise les équations de Saint-Venant, écrites sous forme conservative. Comme toute formulation de type Saint-Venant, le système d'équations n'est complet qu'après adoption d'une équation de fermeture traduisant la contrainte de cisaillement au fond en fonction des variables principales. Il est adopté ici une formulation classique de type Manning-Strickler. Le coefficient de frottement K associé à cette loi fait partie des données d'entrée du modèle. Sa valeur est prise constante par bief. Il est possible de considérer jusqu'à une centaine de biefs dans LogiChar. Un hydrogramme (débit liquide en fonction du temps) est imposé comme condition à la limite amont.

La résolution de ce système d'équations est effectuée en utilisant un schéma numérique aux volumes finis implicite de type Muscl-Hancock.

Pour le transport solide, deux équations sont résolues. La première est un bilan de masse. Il s'agit de l'équation d'Exner qui permet un calcul de l'évolution du niveau du fond en chaque point du chenal et cela en fonction du débit solide transitant depuis l'amont et du débit solide transitant vers l'aval. Cette équation fait l'hypothèse d'un ajustement instantané du niveau du fond (par érosion ou engrèvement) aux conditions du transport solide. L'équation d'Exner est donnée par :

$$(1-p) \frac{\partial z_s}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0$$

où z_s est l'altitude du fond, p est la porosité du matériau du fond et q_s est le débit solide par unité de largeur du lit.

La deuxième équation concerne le débit solide en un point donné. Il est calculé par l'intermédiaire de 4 formules au choix qui font intervenir le débit liquide, la pente et éventuellement la granulométrie. Ces 4 formules sont : Rickenmann (1990), Meunier (1991), Lefort (1991) et Recking (2013). Dans le cadre de la présente étude, nous avons utilisé la formule de Rickenmann (1990) pour laquelle, le débit solide par unité de largeur est donné par :

$$q_s = 12,6 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} \cdot \frac{I^2}{(s-1)^{1,6}} \cdot (q - q_{cr})$$

Le débit liquide (par unité de largeur) critique de début de transport est donné par :

$$q_{cr} = 0,065 \cdot (s-1)^{1,67} \cdot \sqrt{g} \cdot d_{50}^{1,5} \cdot I^{-1,12}$$

où s est le rapport de la masse volumique du sédiment à la masse volumique de l'eau, q est le débit liquide par unité de largeur, I est la pente (m/m) du chenal, d_{90} , d_{50} et d_{30} sont des paramètres représentatifs de la granulométrie de surface du lit. Tout comme le coefficient de Strickler, les paramètres de granulométrie sont renseignés par biefs.

Le système d'équations régissant le transport solide est résolu selon un schéma implicite aux différences finies s'appuyant sur le même maillage de calcul que la résolution hydraulique. Les conditions aux limites utilisées sont d'une part un point fixe en altitude à l'aval du domaine de calcul et d'autre part un sédimentogramme (débit solide en fonction du temps) à l'amont du domaine. Ce dernier peut être fixé en conditions d'équilibre avec le débit liquide amont.

Les résultats de calcul sont stockés sous forme de fichiers permettant ultérieurement une visualisation des principales variables hydrauliques (vitesse, épaisseur d'écoulement) ou du transport solide (niveau du fond, débit solide, pente locale). Une visualisation aisée de ces résultats est possible grâce à l'interface dont dispose le code de calcul et qui permet également la saisie des données d'entrée du modèle (profils en long et en travers,

granulométrie, débits d'entrée, etc...). Dans cette interface, les résultats peuvent être affichés soit sous forme de profils à un instant donné, soit sous forme d'évolution temporelle en un point donné du profil en long.

III.8.4 Modèle EVOFOND développé par les services RTM

EVOFOND est un modèle 1D codé en langage Python et interfacé dans Microsoft Excel®. Il couple (a) pour le transport solide : l'équation de conservation de la masse d'Exner, les débits solides pouvant être calculés avec de nombreuses formules de transport solide par charriage adaptées aux cours d'eau à forte pente (Rickenmann, Recking, Lefort...), (b) pour l'hydraulique : un calcul de hauteur d'écoulement en régime critique sans propagation d'onde de crue, la hauteur critique étant une approximation acceptable en contexte torrentiel de la hauteur d'écoulement dans le domaine de rugosités moyennes ($2 < R/D_{84} < 7$ avec R le rayon hydraulique et D_{84} le diamètre caractéristique de percentile 84%).

Les débits solides sont calculés avec la pente de la ligne d'énergie, ce qui permet de modéliser les évolutions altitudinales du fond de lit dans un contexte de variations brutales de largeur du lit. Malgré la simplicité des hypothèses hydrauliques réalisées, le test du modèle EVOFOND sur un jeu de données provenant d'un modèle réduit a montré que la hauteur maximale de dépôt à l'amont de contractions à fond fixe était modélisée avec une erreur moyenne de $\pm 20\%$ ce qu'on considère comme acceptable au vu des incertitudes inhérentes au contexte torrentiel.

L'incision du fond du lit peut être limitée en matérialisant un niveau de fond inaffouillable. Ce procédé est très utile en contexte torrentiel pour prendre en compte des points fixes comme les barrages de correction torrentielle ou des affleurements de substratum. Dans sa nouvelle version qui permet de prendre en compte des sections irrégulières, le calcul des niveaux de fond au cours de la crue sont réalisés par interpolation de la courbe $b=f(z)$ sur les profils en travers intégrés dans le modèle. A proximité du fond, pour éviter la prise en compte de largeurs calculées non réalistes car se rapprochant inéluctablement de 0, on définit la largeur minimale du profil par : $b_{\min} = \max(b_0, b(h=1\text{ m}))$, où b_0 est une valeur arbitraire à choisir selon le cas d'étude, et $b(h=1\text{ m})$ est la largeur calculée sur le profil correspondant à une hauteur depuis le fond de 1 m.

L'hydraulique est quant à elle calculée à chaque pas de temps sur des sections rectangulaires fictives avec une largeur au fond correspondant à celle calculée sur le profil en travers. Cette hypothèse est acceptable dans la mesure où les pas de temps sont faibles, i.e. avec des changements d'altitude faibles sur un profil donné entre deux pas de temps successifs.

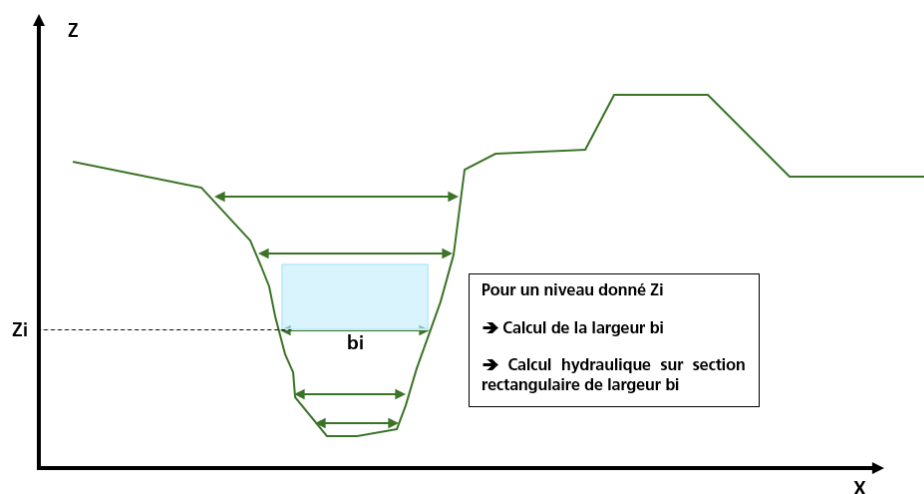


Figure 17 : Schématisation du principe de calcul de la largeur et de la charge dans le modèle EVOFOND

IV.CAS D'ETUDE 1 : GLISSEMENT DU PAS DE L'OURS (HAUTES-ALPES)

IV.1. Présentation du cas d'étude

Le glissement du Pas de l'Ours s'est réactivé en 2014. Il se situe en rive droite du Guil en amont immédiat du village d'Aiguilles dans le Queyras (Hautes-Alpes). Son avancée s'est accélérée en 2017 provoquant en 2018 la destruction totale de la RD 947 qui passait au pied du versant.

Les débris provenant du glissement sont susceptibles de venir obstruer partiellement ou totalement le lit du Guil, pouvant ainsi créer un barrage avec formation éventuelle d'une retenue d'eau en amont. Jusqu'à présent un tel barrage craint en 2017 ne s'est pas encore formé, même si on ne peut toujours pas écarter cette éventualité.

A l'heure actuelle, les matériaux repoussent le Guil sur sa rive gauche. Cette berge est déjà en limite de stabilité par endroit, ce qui pourrait provoquer des arrachements de berges susceptibles de mettre rapidement en péril la piste qui passe juste en amont.

L'obstruction du Guil peut intervenir suite à des effondrements de berge ou d'une partie du versant, par paquets glissés et/ou sous forme de coulées boueuses lors d'épisodes pluvieux. Les pentes de dépôts attendues peuvent ainsi varier fortement selon le mécanisme d'apport (coulées boueuses ou non).

Dans le scénario le plus défavorable, les apports de matériaux pourraient provoquer un blocage total du Guil et la formation d'un barrage en travers du lit. Selon la perméabilité du matériau constituant le barrage, une retenue d'eau pourrait alors se former en amont. Le temps de formation d'un tel barrage dépend de la cinétique du glissement et du débit du Guil.

Le risque principal est alors lié la rupture de ce barrage. Les enjeux principaux sont situés principalement sur la commune d'Aiguilles, située à l'aval immédiat du glissement et de Château-Ville-Vieille plus en aval.

IV.2. Hypothèses des volumes et hauteurs de barrages

Les hypothèses liées aux volumes du glissement, ainsi que l'estimation des volumes et hauteurs de barrage résultants sont exposées en annexe 2.

A défaut de modélisation numérique de la propagation du glissement, la démarche retenue pour déterminer la hauteur probable d'un éventuel barrage a été la suivante :

- Estimation du volume du glissement (5 scénarios de glissement ont été retenus) ;
- Estimation des volumes plausibles du barrage à partir d'un ratio (fourchette probable) du volume du glissement (cf. § III.2) ;
- Estimation des pentes des talus amont et aval et de la pente transversale ;
- A partir de la longueur du glissement pouvant obstruer le Guil (considérée équivalente à l'épaisseur en crête du barrage), détermination de la gamme de hauteurs probables du barrage selon les différents scénarios de glissement ;

Il en ressort que la hauteur du barrage qui pourrait se former sur le Guil est au maximum d'une quarantaine de mètres. Les volumes d'eau potentiellement retenus sont déduits du MNT.

Par la suite, des hauteurs de 10, 20, 30 et 40 m seront modélisées pour évaluer les conséquences de la rupture d'un tel barrage.

L'estimation de l'épaisseur en crête du barrage reste très délicate étant donné l'évolution actuelle du glissement de terrain où aucune tendance claire ne se dégage des scénarios de glissement 1 à 5 présentés en annexe 1.

IV.3. Estimation du débit maximal de brèche (Q_p) et des caractéristiques de brèche (B_b , T_f , Z_b)

IV.3.1 Débit maximal de brèche (Q_p)

Les résultats des différentes équations empiriques sont indiqués ci-dessous. Les valeurs en bleu correspondent à des régressions selon les moindres carrés (« Best-fit »), en rouge à des courbes enveloppes.

Hauteur du barrage	10.0	20.0	30.0	40.0
Volume de la retenue	0.090	1.100	3.700	8.100
Épaisseur moyenne du barrage	140.0	180.0	220.0	260.0
Longueur du barrage	30	50	70	90

Formules ne faisant intervenir que la hauteur du barrage (H en mètres) :

Kirkpatrick (1977)	$Q=1,268 (H+0,3)^{2,5}$	432	2354	6408	13073
SCS (1981) for dams > 31,4 m	$Q=16,6 H^{1,85}$	1175	4237	8970	15273
USBR (1982)	$Q=19,1 H^{1,85}$	1352	4875	10321	17573
Cenderelli (2000)	$Q=24 H^{1,73}$	1289	4276	8622	14183
O'FEG :	$Q=2,58 H^{2,5}$	816	4615	12718	26108
Da Costa :	$Q=8,16 H^{1,85}$	762	2983	6632	11688
Mac Donald et Langridge (1984)	$Q=4,22 H^{2,14}$	583	2568	6114	11317
Singh and Snorrason (1984)	$Q=13,4 H^{1,89}$	1040	3855	8296	14289

Formules ne faisant intervenir que le volume de la retenue (V en m³) :

Evans (1986)	$Q=0,72 V^{0,53}$	304	1146	2180	3302
Walter and O'Connor (1997)	$Q=1,6 V^{0,46}$	304	962	1681	2410
Cenderelli (2000)	$Q=3,4 V^{0,46}$	646	2044	3572	5121

Formules faisant intervenir la hauteur du barrage (H en mètres) et le volume de la retenue (V en millions de m³) :

Hagen (1982)	$Q=540(VH)^{0,50}$	512	2533	5689	9720
J.E. Costa (1985)	$Q=325 (HV)^{0,42}$	311	1190	2349	3684
J.E. Costa (1985)	$Q=252 (HV)^{0,42}$	241	923	1822	2856
Froehlich (1995)	$Q=35,74 H^{1,24} V^{0,295}$	305	1509	3568	6423
P. Molinaro	$Q=7,7 H^{1,84} V^{0,221}$	313	1948	5370	10841
Burec :	$Q=31 H^{1,41} V^{0,22}$	469	2162	5002	8915
Da Costa :	$Q=11,9 H^{1,72} V^{0,17}$	415	2091	5162	9672
Pierce (2010)	$Q=26,9 H^{1,09} V^{0,475}$	105	737	2040	4051
Cenderelli (2000) :	$Q=477 (HV)^{0,40}$	458	1643	3140	4819

Evans (1994)	$Q=20,86 PE^{0,42}$	947	3626	7156	11222
Formules introduisant l'épaisseur (Width) ou la longueur du barrage (m) (H en m, V en m ³):					
Pierce (2010)	$Q=0,863 \cdot V^{0,335} \cdot H^{1,833} \cdot W_{avg}^{-0,663}$	101	707	1954	3853
Pierce (2010)	$Q=0,012 \cdot V^{0,493} \cdot H^{1,205} \cdot L^{0,226}$	115	1022	3268	7198

Toutes ces équations ne sont pas spécifiques aux ruptures de barrages issus de glissement de terrain.

L'équation de Pierce (fonction de l'épaisseur moyenne du barrage W_{avg}) donne une estimation de 707 m³/s pour une épaisseur en crête de 100 m (épaisseur moyenne W_{avg} de 180 m pour des pentes de talus amont de 30 % et aval de 20 %).

Formules spécifiques aux ruptures de barrages résultant d'un glissement de terrain :

Hauteur du barrage		10.0	20.0	30.0	40.0
JE Costa (1985) :	$Q=6,3.H^{1,59}$	245	738	1406	2221
	$Q=672.V^{0,56}$	174	709	1398	2168
	$Q=181.(HV)^{0,43}$	173	684	1371	2174
	$Q=14.H^{1,73}$	752	2494	5030	8274
	$Q=2623.V^{0,50}$	787	2751	5045	7465
	$Q=815.(HV)^{0,37}$	784	2558	4655	6919

Si on considère toutes les équations, les débits de pointe varient entre 680 et 4900 m³/s avec une moyenne de l'ordre de 2160 m³/s dans le cas d'un barrage de 20 m.

Si on ne retient que les formules spécifiques aux ruptures de barrages issus de glissement de terrain (toujours pour l'exemple du barrage de 20 m), les valeurs s'étendent de 680 m³/s à 740 m³/s pour les régressions (tendance moyenne) et entre 2500 à 2750 m³/s pour les valeurs obtenues à partir des courbes enveloppes, avec une moyenne de l'ordre de 1500 m³/s. Pour un barrage de 40 m, les régressions donnent une estimation de l'ordre de 2200 m³/s et les courbes enveloppes de 7000-8000 m³/s.

Les incertitudes sur l'estimation du débit de pointe sortant de la brèche sont donc très importantes. Il faut donc rester prudent, notamment lorsque les dimensions du barrage ne sont pas connues.

Pour une même hauteur et volume d'eau stockée en amont, l'ouverture d'une brèche sur un barrage moins épais en crête conduirait à un débit de pointe supérieur (mais la plupart des équations précédentes ne prennent pas en compte ce paramètre).

IV.3.2 Caractéristiques de brèche (B_b , T_f , Z_b)

Les résultats obtenus en appliquant les formules les plus connues sont indiqués ci-dessous (la largeur en crête considérée est de 100 m, ce qui est cohérent avec l'emprise du glissement, mais cette épaisseur pourrait être réduite en cas d'obstruction plus localisée, ce qui réduirait le temps de formation de la brèche et augmenterait le débit de pointe.

IV.3.2.a. Largeur de brèche

Les largeurs moyennes de la brèche sont indiquées ci-dessous :

Données

Hauteur de la brèche (H_b) =	10.0	20.0	30.0	40.0
Epaisseur moyenne du barrage (W_{avg}) =	140.0	180.0	220.0	260.0

Largeur moyenne de la brèche (B_{avg}) =

<i>USBR 1988</i>	30.0	60.0	90.0	120.0
<i>Von Thun and Gillette 1990</i>	31.1	56.1	93.3	142.7
<i>Froehlich 1995b</i>	15.0	38.2	60.9	82.6
<i>Froehlich 2008</i>	14.8	33.9	50.8	66.1
<i>Xu and Zhang 2009</i>	24.6	59.1	93.4	127.2
<i>Pen and Zhang 2012 (Landslide dams)</i>	12.3	24.0	33.7	42.2
<i>Froehlich 2016 (B_{avg}) = $f(Vw)$</i>	15.4	35.4	53.1	68.9
<i>Froehlich 2016 (B_{avg}) = $f(Vw, W_{avg}, H_b)$</i>	12.1	30.1	46.6	61.7

Largeur à la base de la brèche (B_b) =

<i>Froehlich 1995b</i>	1.0	10.2	18.9	26.6
<i>Froehlich 2008</i>	4.8	13.9	20.8	26.1
<i>Xu and Zhang 2009</i>	8.3	24.7	41.5	58.1
<i>Pen and Zhang 2012 (Landslide dams)</i>	1.0	1.1	1.1	1.2
<i>Froehlich 2016 (B_{avg}) = $f(Vw)$</i>	5.4	15.4	23.1	28.9
<i>Froehlich 2016 (B_{avg}) = $f(Vw, W_{avg}, H_b)$</i>	2.1	10.1	16.6	21.7

Pour un barrage de 20 m de hauteur, la largeur à la base serait comprise avec les équations de Froehlich (1995-2008-2016) entre 10 à 15,4 m.

Dans les gorges du Guil, à moins de considérer un élargissement sur sa rive gauche, l'ouverture de la brèche sera de toute façon limitée de par la forme et la section existante entre les deux versants.

Si le chenal s'élargit sur sa rive gauche, il est contraint par le glissement en rive droite. Une largeur à la base supérieure à 12-15 m paraît peu probable en considérant un fruit des parois de la brèche de 1 (valeur conseillée par Froehlich).

IV.3.2.b. Hauteur de brèche

Nous avons considéré une ouverture de la brèche jusqu'au fond du Guil ce qui est sans doute exagéré, car le transport solide et les dépôts qui vont se former immédiatement en aval du barrage vont réduire l'incision de la brèche à son pied.

Pour les calculs sous HEC-RAS, cela influe peu sur le débit de pointe, car ce dernier est atteint avant l'ouverture totale de la brèche. C'est la vidange totale de la retenue qui serait restreinte par une brèche n'atteignant pas le fond du Guil.

IV.3.2.c. Temps de formation de brèche

Les temps de formation de la brèche obtenus par les formules empiriques sont les suivants :

Données

Hauteur de la brèche (H_b) =	10.0	20.0	30.0	40.0
Epaisseur moyenne du barrage (W_{avg}) =	140.0	180.0	220.0	260.0

Temps de formation de la brèche (T_f) =

<i>USBR 1988</i>	0.33	0.66	0.99	1.32
<i>MacDonald et Langridge-Monopolis 1984</i>	0.22	0.54	0.85	1.14
<i>Washington State Method 2007</i>	0.28	0.67	1.06	1.42
<i>Von Thun and Gillette 1990</i>				
<i>Fonction de Hw - Remblai "résistant" à l'érosion</i>	0.45	0.65	0.85	1.05
<i>Fonction de Hw et Bavg - Remblai "résistant" à l'érosion</i>	0.78	0.70	0.78	0.89
<i>Fonction de Hw - Remblai facilement érodable</i>	0.15	0.30	0.45	0.60
<i>Fonction de Hw et Bavg - Remblai facilement érodable</i>	0.31	0.40	0.52	0.65
<i>Froehlich 1995b</i>	0.14	0.27	0.36	0.42
<i>Froehlich 2008</i>	0.17	0.29	0.36	0.40
<i>Xu and Zhang 2009</i>	0.20	0.39	0.52	0.61
<i>Pen and Zhang 2012 (Landslide dams)</i>	1.26	1.63	1.80	1.91
<i>Froehlich 2016 - $T_f = f(Vw)$</i>	0.16	0.28	0.34	0.38
<i>Froehlich 2016 - $T_f = f(Vw, W_{avg}, H_b)$</i>	0.26	0.40	0.47	0.50

Pour notre exemple d'un barrage de 20 m de hauteur, les équations donnent une fourchette comprise entre 0,27 h à 1,6 h pour la formule de Peng et Zhang.

En dehors de cette dernière, la borne supérieure est limitée 0,6-0,7 h en considérant que l'érodabilité d'un barrage issu d'un glissement est forte (non compactage des matériaux).

Les valeurs de Froehlich sont comprises entre 0,27 à 0,40 h pour un barrage de 20 m (0,38 – 0,50 h pour un barrage de 40 m).

On retiendra des durées de 0,4 h et 1 h comme hypothèses probables d'ouverture de brèche par la suite.

Les valeurs les plus basses sont représentatives d'un barrage étroit en crête et peu résistant à l'érosion. En cas de présence de gros blocs dans les paquets glissés, l'ouverture pourrait être plus longue et réduite en taille.

IV.4. Estimation de l'atténuation de l'onde de crue par méthodes sommaires

IV.4.1 Méthode du CTGREF

Le tableau ci-dessous indique le rapport d'atténuation Q_x/Q_{max} en 7 points à l'aval du barrage pour les différents volumes attendus en fonction de la hauteur du barrage (pour un coefficient de Strickler de 25).

Hauteur (m)	Volume (m ³)	<i>Aiguilles (Pont amont)</i>	<i>Aiguilles (Pont de Peynin)</i>	<i>Aiguilles (Pont aval ZA du Peynin)</i>	<i>Château-Ville-Vieille (Pont de Ville-Vieille)</i>	<i>Château-Ville-Vieille (Pont de Château Queyras)</i>	<i>Pont de La Chapelue</i>	<i>Maison du Roy</i>
10	90 000	80 %	67 %	52 %	30 %	20 %	2 %	0 %
20	1 100 000	92 %	82 %	67 %	48 %	41 %	30 %	17 %
30	3 675 000	96 %	88 %	74 %	56 %	48 %	40 %	29 %

40	8 100 000	97 %	91 %	79 %	60 %	53 %	45 %	36 %
----	-----------	------	------	------	------	------	------	------

En appliquant la méthode CTGREF, la diminution du débit initial est marquée, notamment pour les faibles volumes de retenue.

Nous verrons plus loin (avec l'utilisation d'HEC-RAS ou des autres méthodes sommaires) que le rapport d'atténuation pourrait être finalement plus élevé (diminution moins marquée du débit en fonction de la distance d'éloignement).

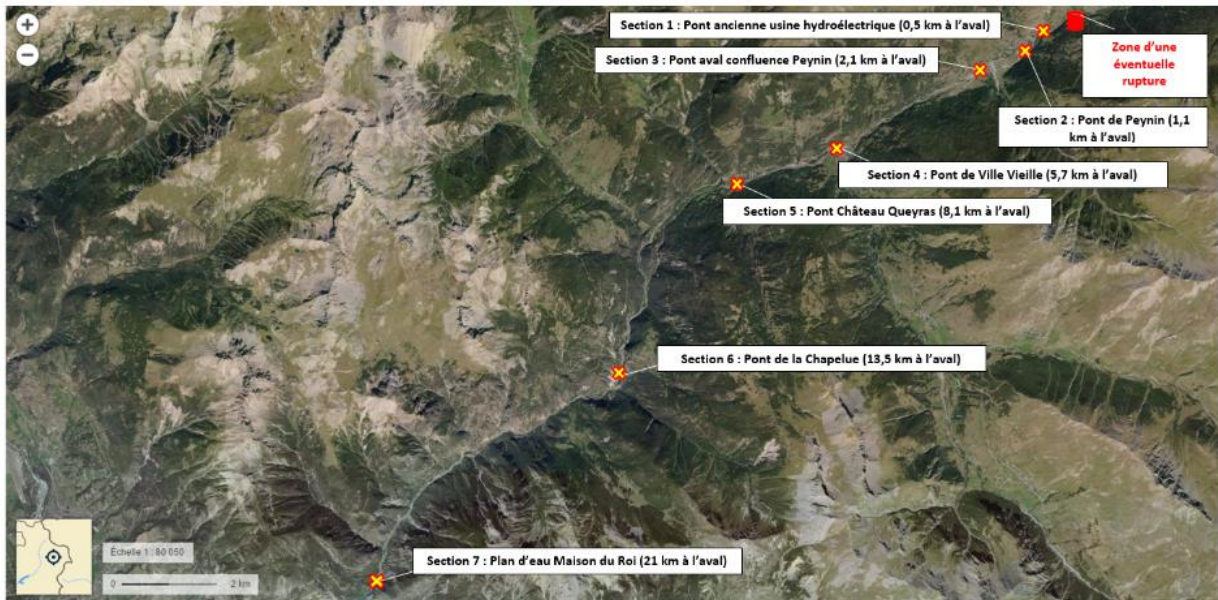


Figure 18 : Localisation des 7 ponts pris en compte pour l'application de la méthode CTGREF

IV.4.2 Méthode du NWS (NWS Rule of Thumb)

En appliquant la « NWS Rule of Thumb », la réduction du débit de pointe est très limitée sur Aiguilles (7 % à la sortie d'Aiguilles, négligeable en amont 2-4%), de l'ordre de 20 % au pont de Ville-Vieille. Au pont de Château Ville-Vieille, le débit est à peine réduit d'un quart.

	Aiguilles (Pont amont)	Aiguilles (Pont de Peynin)	Aiguilles (Pont aval ZA du Peynin)	Château-Ville-Vieille (Pont de Ville-Vieille)	Château-Ville-Vieille (Pont de Château Queyras)	Pont de La Chapelue	Maison du Roy	Confluence Chagne - amont immédiat eygliers, ZA Villard	Pont RN 94
Distance en m	558	1140	2098	5783	8260	13500	22500	28900	29527
Qx/Qmax	98%	96%	93%	82%	74%	58%	40%	30%	29%

Il resterait environ 40 % du débit de pointe à la Maison du Roy et 30% du débit de pointe dans le secteur d'Eygliers et de Risoul (zone artisanale du Villard et habitations au pied de Mont-Dauphin) avec cette méthode.

IV.4.3 Méthode « USBR - Dams Sector »

L'application de la méthode de l'USBR donne les résultats suivants :

Hauteur	Volume	Aiguilles (Pont amont)	Aiguilles (Pont de Peynin)	Aiguilles (Pont aval ZA du Peynin)	Château-Ville-Vieille (Pont de Ville-Vieille)	Château-Ville-Vieille (Pont de Château Queyras)	Pont de La Chapelue	Maison du Roy	Confluence Chagne - amont immédiat eygliers, ZA Villard	Pont RN 94
	Distance en m:	558	1140	2098	5783	8260	13500	22500	28900	29527
10	90000	89%	79%	66%	33%	21%	8%	1%	0%	0%
15	370000	94%	89%	82%	59%	47%	29%	13%	7%	7%
20	1100000	96%	94%	89%	75%	66%	52%	33%	25%	24%
30	3675000	98%	97%	94%	87%	82%	72%	58%	50%	49%
40	8100000	98%	97%	94%	85%	79%	68%	53%	44%	43%

Pour de faibles volumes de retenue, la diminution du débit de pointe est ici beaucoup plus marquée (du même ordre que celle du CTGREF), mais dès que le volume dépasse quelques centaines de milliers de m³, les débits restent très élevés notamment à Aiguilles et Château Ville Vieille, voire jusqu'à Maison du Roy et Eygliers.

IV.5. Modélisation sous HEC-RAS

IV.5.1 Construction du modèle

IV.5.1.a. Données topographiques utilisées

Les profils en long et en travers ont été construits directement sur SIG à l'aide du module Arc-Géo-RAS et du Modèle Numérique de Terrain (MNT) sous ARCGIS à partir des données topographiques LIDAR existantes (Parc Naturel Régional du Queyras – 2011).

IV.5.1.b. Délimitation du secteur d'étude

Le modèle a été construit sur un linéaire d'environ 13 km depuis l'amont d'Abriès jusqu'à l'entrée des gorges de Château-Queyras. Il est suffisamment étendu à l'amont pour analyser l'extension du plan d'eau qui se formera à l'amont du barrage, mais également assez étendu vers l'aval pour comprendre quelle pourrait être l'incidence d'une vague jusqu'à Château Ville-Vieille.

Le modèle comprend au final 149 profils en travers de largeurs variables comprises entre 100 m et 450 m.

Le PK 0 est calé à l'extrémité aval du modèle en amont immédiat du pont de Château-Queyras.

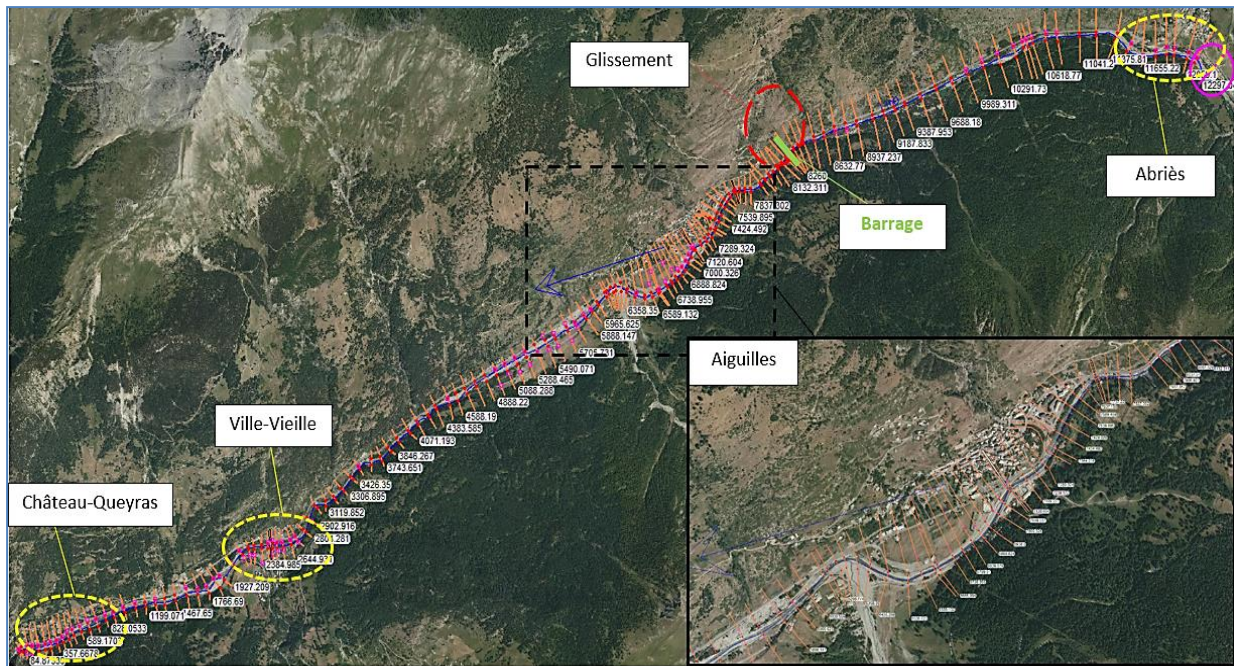


Figure 19 : Localisation des profils en travers utilisés sur HEC-RAS 1D

Les profils en travers sont resserrés au droit des principales zones urbanisées (Aiguilles, Ville Vieille et Château Queyras).

IV.5.1.c. Localisation et représentation du barrage et de la brèche sous HEC-RAS

La crête du barrage a été placée au droit de l'emplacement le plus probable de glissement au niveau du PK 8260, soit plutôt en partie Est du glissement. La cote de fond du Guil est de 1483,8 m à ce niveau.

Afin de modéliser les conséquences d'une rupture de barrage, il est nécessaire de renseigner dans HEC-RAS toutes les caractéristiques du barrage et de la brèche tant sur le plan géométrique qu'au niveau de la cinétique et du processus à l'origine de rupture.

Toutes ces caractéristiques peuvent être évaluées en-dehors du logiciel HEC-RAS en utilisant des formules spécifiques, ce qui a été fait au § IV.3.

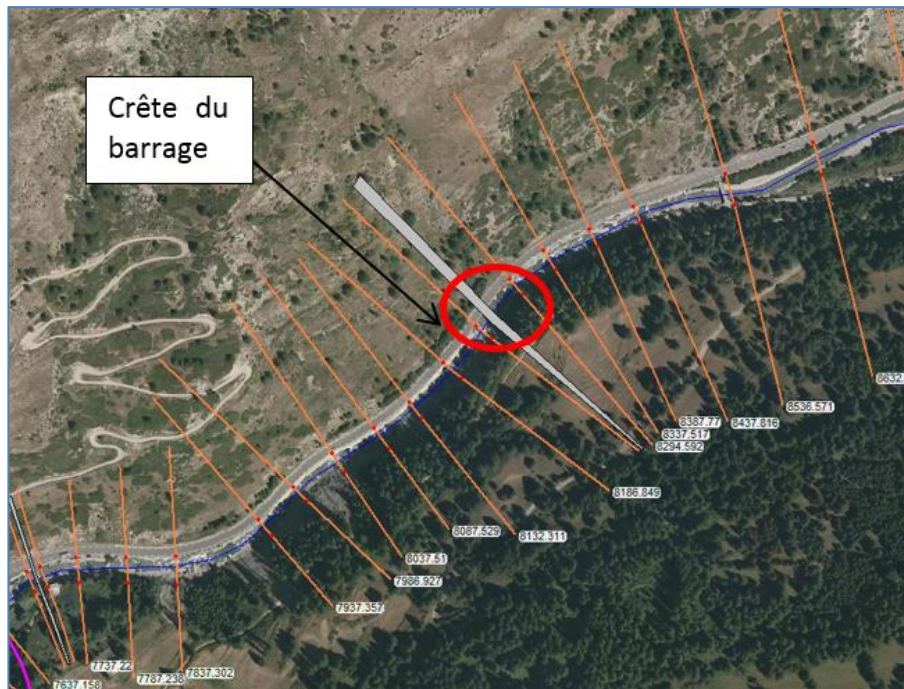


Figure 20 : Localisation de la crête du barrage sur HEC-RAS

Les paramètres suivants ont été retenus :

- Mécanisme de création des brèches uniquement par surverse ;
- Hauteurs de barrage comprises entre 10 m et 40 m (4 hauteurs testées : 10, 20, 30 et 40 m) ;
- Forme de la brèche sur toute la hauteur du barrage et prenant la forme de la vallée (pentes des talus de brèche proches de celles des versants, fruit de 1 par ailleurs préconisé par Froehlich) ;
- Temps de formation de la brèche considéré compris entre 0,4 h (24 min) et 1 heure.

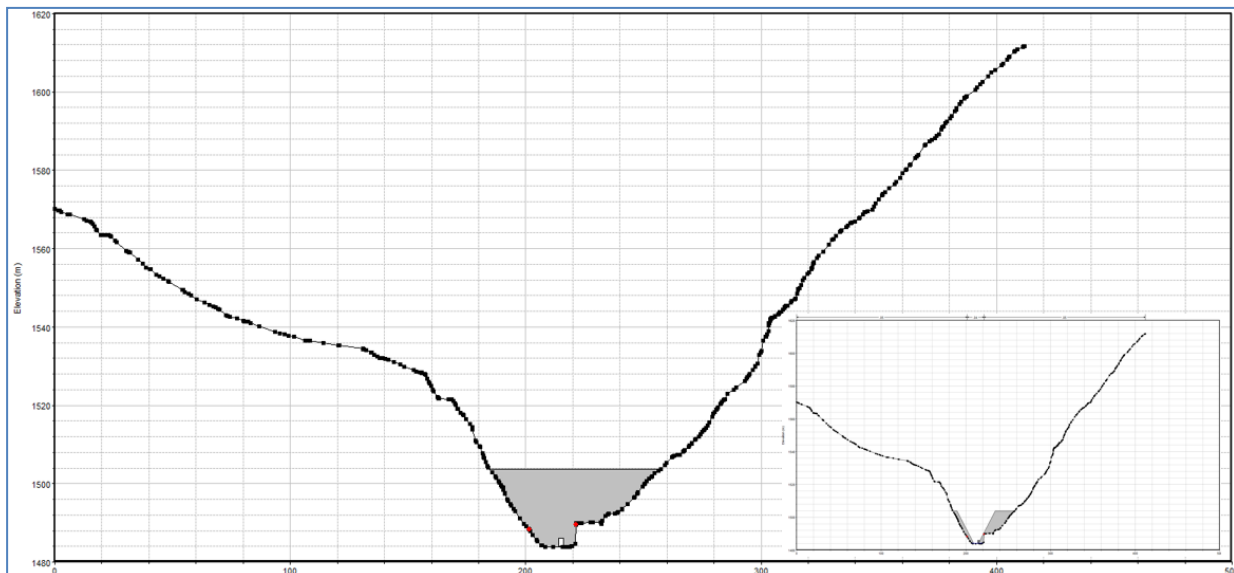


Figure 21 : Représentation du barrage de 20 m et de la brèche sous HEC-RAS

Tous les paramètres renseignés dans HEC-RAS pour modéliser le barrage et la brèche sont présentés ci-dessous.

Coefficient de surverse :

Ce coefficient est compris entre 2,6 et 3,3 pour les barrages en terre (Brunner 2014 - TD 39 – Using HEC-RAS for Dam break studies).

L'étude comparative de Gee et Brunner (2005) a retenu un coefficient de surverse (Overflow/Weir coefficient) de 3,1 pour obtenir des résultats équivalents entre les outils NWS FLDWAV et HEC-RAS.

Kofler et Al (2016) retiennent quant à eux un coefficient de 2,85.

Nous avons retenu cette valeur de 2,85 pour les premières modélisations.

Un test de sensibilité (passage du « Weir Coefficient » à 3,1) met en évidence une augmentation très limitée du débit de brèche (+ 0,5 % pour un barrage de 40 m).

Caractéristiques de la brèche :

Le fruit des parois de la brèche Z_b est pris égal à 1, comme conseillé par Froehlich (1995 et 2016).

La largeur à la base est prise égale à 5 m pour tenir compte de la présence de la RD 947 en rive droite.

Les simulations ont été faites avec une durée d'ouverture de 0,4 h et 1 h.

L'ouverture de la brèche est considérée se développer de façon linéaire dans le temps. Une simple modification de ce paramètre (ouverture « sinusoïdale ») peut générer un accroissement de près de 30 % du Q_p .

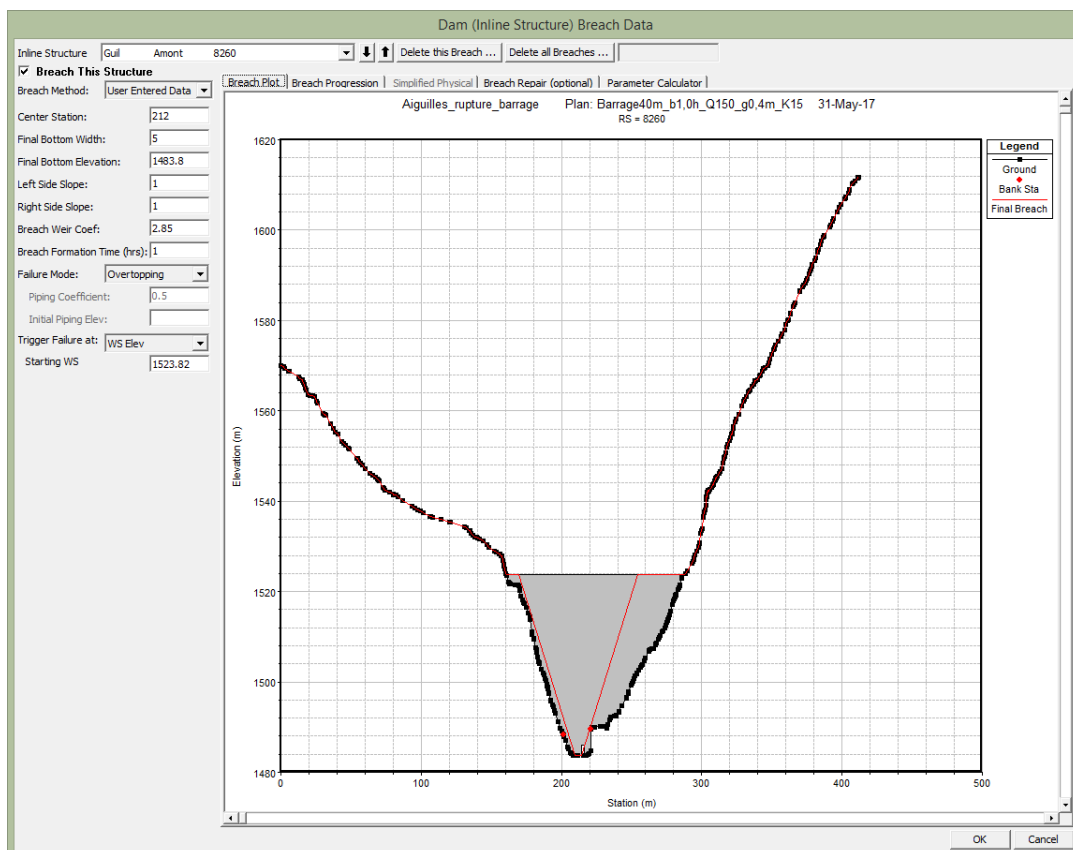


Figure 22 : Définition de la brèche dans HEC-RAS

Problème d'instabilité du modèle :

HEC-RAS ne permet pas de simuler le passage brutal d'une absence de débit à un débit de plusieurs centaines voire milliers de m^3/s .

Pour favoriser la stabilité du modèle, il est nécessaire d'injecter un débit de base et de mettre en place une vanne de fond en pied du barrage (2mx2m avec une ouverture de 0,3 m à 0,7 m). Cet ouvrage permet ainsi de faire transiter un minimum de débit à l'aval du barrage et de permettre ainsi que le modèle soit en eau au démarrage de la simulation.

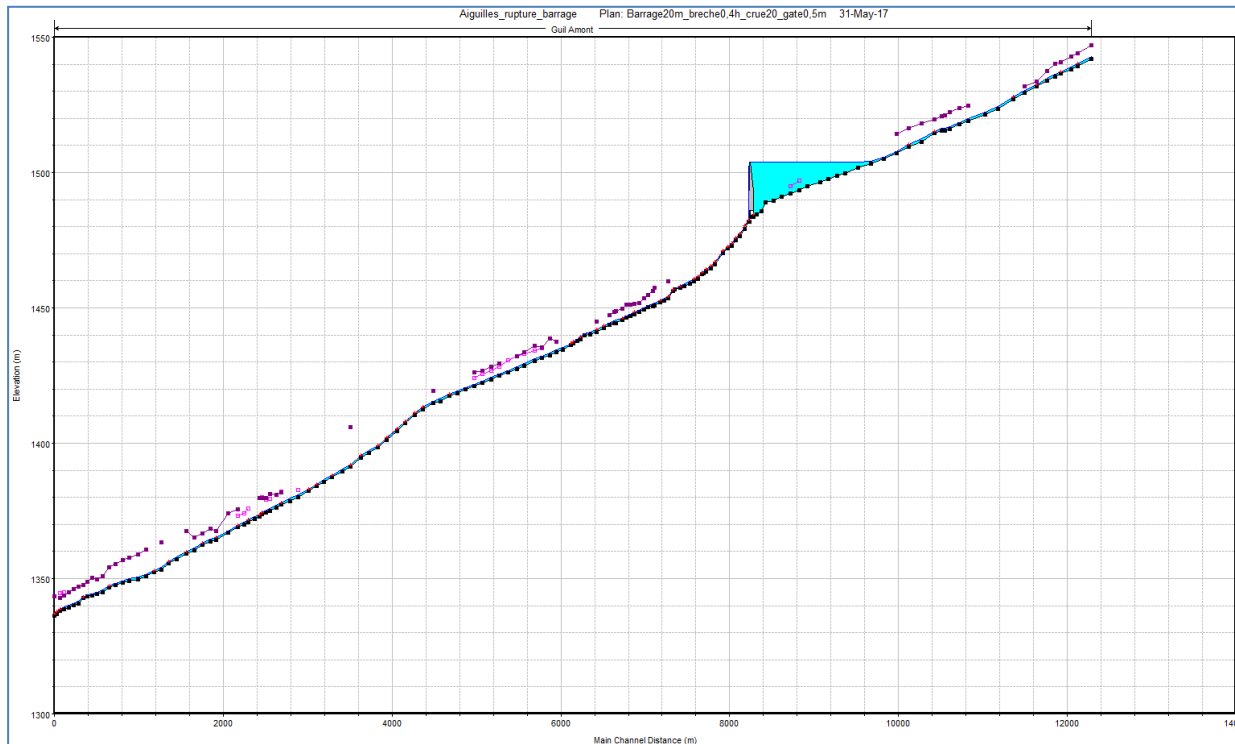


Figure 23 : Exemple de profil en long et de représentation sur profil en long du barrage et du plan d'eau formé à l'amont (cas d'un barrage de 20 m de haut)

IV.5.1.d. Conditions de simulations et tests de sensibilité

Les simulations ont été réalisées en régime transitoire en prenant comme conditions aux limites :

- Amont : un débit fixe dans le Guil de 20 m^3/s (débit de base nécessaire pour stabiliser les calculs en régime transitoire) ; ce débit de base a parfois dû être augmenté pour stabiliser les calculs particulièrement instables en régime transitoire dans notre cas ;
- Aval : hauteur normale.

Elles ont été réalisées à la base en prenant un coefficient de Strickler (K) de 25 pour le lit mineur et de 20 pour le lit majeur. Plusieurs tests de sensibilité ont été menés en faisant varier les paramètres suivants :

- Le coefficient de surverse au niveau du barrage qui a été augmenté à 3,1 (la simulation met alors en évidence une augmentation très limitée du débit de brèche, + 0,5 % pour un barrage de 40 m).
- En intégrant un bâtiment comme l'Hôpital aux profils en travers correspondants pour estimer l'impact du bâti sur les hauteurs et vitesses. Dans ce cas, l'augmentation des vitesses obtenue est de 17 % (passage de 5,1 m/s à 6,0 m/s) ; l'impact sur le niveau d'eau est plus négligeable (+ 7 cm).
- En modifiant le pas de temps de calcul du régime transitoire (de 1s à 20s). La modification de ce paramètre n'engendre pratiquement aucune modification du débit de pointe de la brèche (<1% par

exemple pour un barrage de 20 m). A noter qu'il faut souvent faire varier ce paramètre pour trouver le meilleur compromis pour stabiliser le modèle.

- Les rugosités du lit mineur (entre 25 et 15) et du lit majeur (entre 20 et 10).
- En intégrant ou non les principaux ouvrages de franchissement (pont amont aiguilles, pont de Peynin, pont de la zone artisanale d'Aiguilles, pont de Vielle Vieille).

Notre modèle s'arrêtant en amont immédiat du pont de Château-Queyras, l'effet de la contraction du pont et des gorges rocheuses situées à l'aval immédiat n'est pas pris en compte (effet mis en évidence dans les études précédentes sur ce secteur). Les niveaux en amont du pont de Château Queyras sont ainsi sans doute sous-estimés. Ils le sont d'ailleurs d'autant plus que le transport solide n'est pas pris en compte à ce stade.

Les résultats de ces deux derniers tests sont repris en détails dans les paragraphes suivants.

IV.5.1.e. Limites du modèle

Les résultats des simulations hydrauliques sont à prendre avec prudence, notamment pour les raisons suivantes :

- Le modèle est de type 1D et ne permet pas de représenter fidèlement les écoulements débordants dans le lit majeur (malgré l'utilisation du MNT et du module HEC-Géo Ras). Les bâtiments ne sont pas intégrés et certains phénomènes hydrauliques (survitesses et sur-hauteurs) ne sont pas modélisables fidèlement en 1D ;
- Les risques d'embâcles sont importants au niveau des ouvrages de franchissement (nombreux arbres présents dans le lit mineur, en bordure du lit et dans le glissement, matériaux en provenance du glissement de la brèche) et les débordements sont susceptibles d'être encore plus importants que ceux modélisés à proximité de ces ouvrages.
- Les simulations n'intègrent pas le transport solide qui se produira nécessairement en cas de création de la brèche :
 - Par l'apport du glissement et des matériaux du barrage ;
 - Par remobilisation des matériaux présents initialement dans le lit mineur compte-tenu des débits et des vitesses extrêmement importants qui seront atteints en cas de rupture.

IV.5.2 Principaux résultats des modélisations HEC-RAS

IV.5.2.a. Débits de pointe au niveau de la brèche

Le tableau suivant récapitule les ordres de grandeurs des débits obtenus au droit de la brèche pour les différentes hauteurs de barrages modélisés (10m, 20m, 30m, 40m).

hauteur barrage (m)	Débit max rupture barrage (m3/s)		Débits remarquables à Aiguilles (m3/s)		
	Brèche 24 min	Brèche 1 h	Q 10 ans	Q 100 ans	Q 1957
10	122	67	80	260	315
20	1244	615	80	260	315
30	3800	1860	80	260	315
40	7930	3670	80	260	315

Tableau 9 : Débit de pointe de brèche en fonction de la hauteur du barrage

Les débits obtenus sont particulièrement importants à partir d'un barrage de 20 m. On pourrait dépasser les débits de référence centennale, voire 1957, dès 12 à 15 m de hauteur selon les temps d'ouverture de la brèche.

La rupture d'un barrage de 10 m engendrerait des débits compris entre 67 m³/s et 122 m³/s (selon l'hypothèse du temps de formation retenu).

Pour de tels débits (qui correspondent à peu près au débit de pointe d'une crue décennale à Aiguilles), le chenal aval est a priori capable de faire transiter ces écoulements sans débordement (avec les réserves émises précédemment : pas de prise en compte d'embâcles - le moindre embâcle pourrait provoquer un débordement, notamment en rive gauche au niveau du pont de Peynin - et sans crue du Guil).

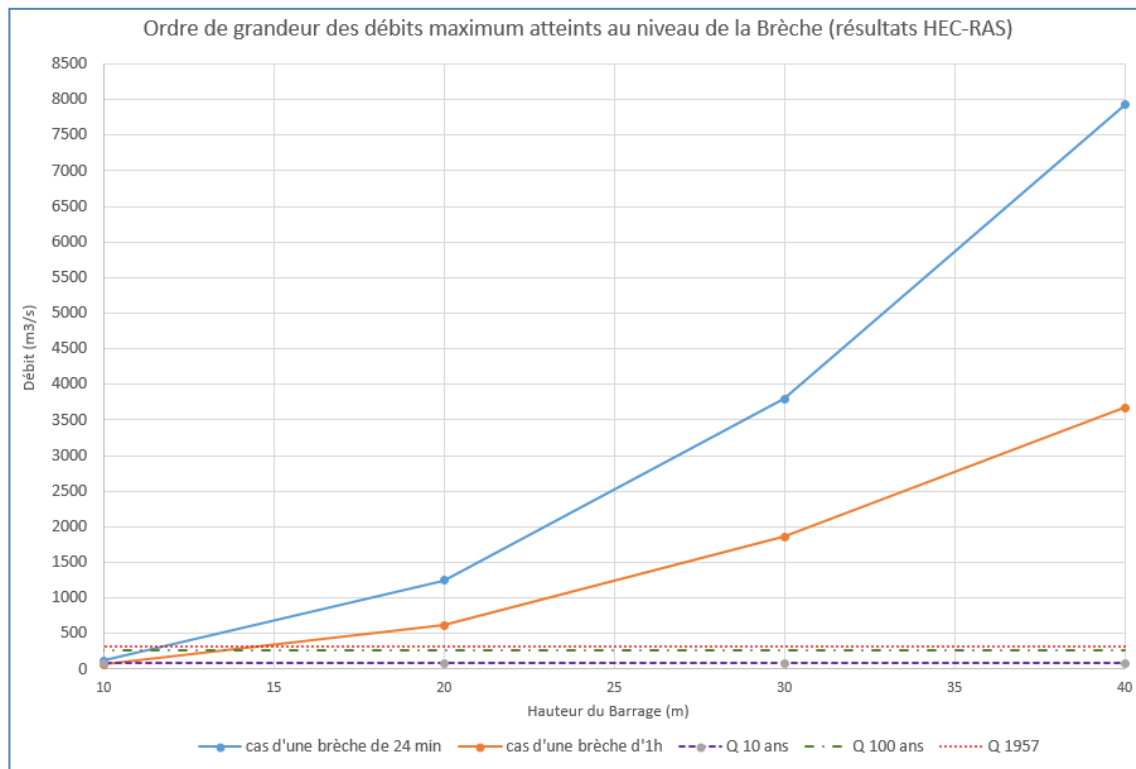


Figure 24 : Ordre de grandeur de l'évolution des débits de pointe de la brèche en fonction de la hauteur du barrage et du temps de formation de la brèche

Pour des barrages de 20 m à 40 m, les débits sont beaucoup plus importants et donc potentiellement bien plus dévastateurs (bien supérieurs aux débits de pointe évalués à Aiguilles pour la crue de 1957 : 315 m³/s). Ils varient en effet de 600 m³/s à près de 8 000 m³/s.

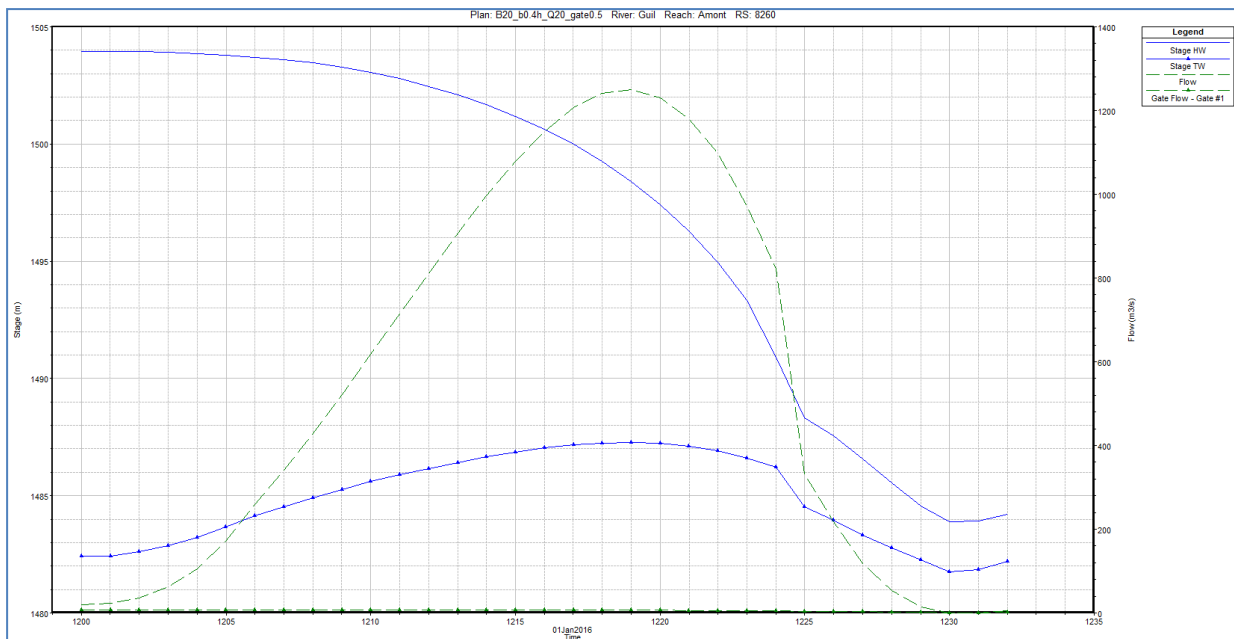


Figure 25 : Représentation des courbes de vidange (hauteur et débit) dans le cas d'une rupture d'un barrage de 20 m en 24 min (débit de pointe de l'ordre de 1250 m³/s atteint au bout de 19 min)

En termes de sensibilité des résultats, la durée d'ouverture de la brèche est le paramètre testé qui engendre le plus de différences - et de loin - sur l'estimation du débit de pointe : celui-ci diminue environ de moitié en passant d'un temps de rupture de 24 min à 1 heure, quelle que soit la hauteur du barrage.

Par ailleurs, nous avons considéré une ouverture linéaire de brèche. Une ouverture non linéaire (en « S » plus prononcée au départ) conduirait à une augmentation significative du débit de pointe (de l'ordre de 30 %).

IV.5.2.b. Débits de pointe à l'aval

Les résultats détaillés des débits de pointes sont donnés en 5 points du profil en long : au niveau du barrage (débit maxi de brèche), au niveau du pont amont d'Aiguilles (558 m à l'aval du barrage), au pont de Peynin (à proximité de l'Hôpital à 1,14 km du barrage), au pont de la zone artisanale d'Aiguilles (à l'aval de la confluence avec le Peynin à 2,1 km du barrage) et au pont de Ville-Vieille (positionné à 5,8 km à l'aval du barrage).

Le tableau suivant reprend les résultats de la modélisation dans le cas d'une simulation effectuée avec un barrage de 20 m.

Scénario	barrage 20 m, K lit mineur =25, K lit majeur=20, avec pont (sauf château-Queyras)						
	temps de formation de la Brèche:	0,4 h			1h		
		Débit max (m3/s)	Temps après début de rupture	Pourcentage de réduction du débit	Débit max (m3/s)	Temps après rupture	Pourcentage de réduction du débit
barrage (glissement)		1244	19 min	-	615.5	35 min	-
pont amont Aiguilles		1239	19 min	0%	615	36 min	0%
pont Peynin		1234	20 min	1%	614	37 min	0%
pont zone artisanale		1202	24 min	3%	610	41 min	1%
pont Ville Vieille		1106	36 min	11%	604	51 min	2%

Tableau 10 : résultats pour une hauteur de barrage de 20 m

Ces tableaux permettent de mettre en exergue les résultats suivants :

- La propagation de l'onde de crue est potentiellement très rapide selon les scénarios. Dans le cas d'une brèche qui se formerait en 24 min, les débits de pointe à Château Ville-Vieille sont atteints 35 min après le début de la brèche et entre 15 et 25 min à Aiguilles. Dans le cas d'une brèche qui se formerait en 1 h, les débits de pointe à Château Ville-Vieille sont atteints 50 à 55 min après le début de la brèche et entre 36 et 45 min à Aiguilles.
- Comme expliqué précédemment, les débits de pointe de l'onde de submersion dépendent essentiellement de la hauteur du barrage et de la durée de formation de la brèche.
- La réduction du débit de pointe calculée avec HEC-RAS est de manière générale bien plus faible que celle calculée par les formules empiriques présentées dans les parties précédentes. Dans le cas de formation d'une brèche en 1 heure cette réduction est très faible quel que soit le scénario débordant (20 m à 40 m) et atteint au maximum 3% à Château-Ville Vieille.

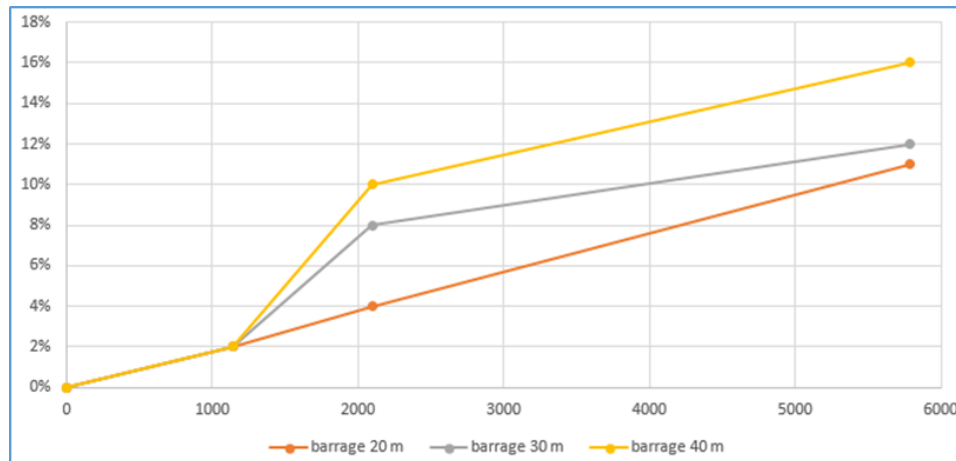


Figure 26 : Pourcentage de réduction maximale du débit de pointe calculée sous HEC-RAS dans le cas d'une rupture en 24 min pour différentes hauteurs de barrage

Les réductions les plus importantes sont atteintes dans le cas du scénario de formation de la brèche de 24 min. Elles sont peu significatives jusqu'au pont de Peynin quel que soit le scénario de simulation et deviennent - logiquement - réellement significatives à l'aval de la vaste plaine inondée d'Aiguilles (comprise en 4% et 10% au niveau du pont de la zone artisanale d'Aiguilles). La réduction atteint au maximum 16% à Château Ville-Vieille dans le cas - extrême - d'un barrage de 40 m de haut (plus les débordements sont importants, plus la réduction de débit augmente, la rugosité étant plus importante dans le lit majeur).

Ces simulations permettent également de tirer les enseignements suivants quant à la sensibilité du modèle sur les autres paramètres testés (autre que la vitesse de formation de la brèche) :

- Impact du coefficient de rugosité de Strickler (K) : la modification du coefficient de Strickler a peu d'impact sur les différents débits pour les simulations de barrages compris entre 20 m et 40 m (simulations pour lesquelles des débordements sont constatés). Logiquement, l'atténuation du débit est légèrement plus importante en utilisant une rugosité plus importante du lit mineur et du lit majeur. Par exemple, dans le cas d'une rupture de barrage de 20 m et en modifiant de 5 points la rugosité (passage de 25 à 20 dans le lit mineur et de 20 à 15 dans le lit majeur), cela engendre une atténuation supplémentaire du débit de 3% entre le barrage et le pont de Château-Ville-Vieille. Compte-tenu des débits très importants et des incertitudes importantes des calculs (notamment sur le temps de formation de la brèche), la fluctuation de ce paramètre dans les gammes connues (K compris entre 15 à 25) n'a pas d'incidence importante sur les résultats.
- Impact des ponts : ceux-ci engendrent des débordements plus rapides et plus importants dans le lit majeur. Ils engendrent donc une diminution du débit de pointe plus importante. Celle-ci est du même ordre de grandeur que pour le paramètre de frottement précédent. Pour une même simulation avec ou sans pont, la réduction du débit de pointe entre le barrage et Château Ville-Vieille augmente de 3% à

6% pour les simulations de ruptures d'un barrage de 30 m et 40 m. Cette augmentation est par contre quasiment nulle dans le cas d'un barrage de 20 m.

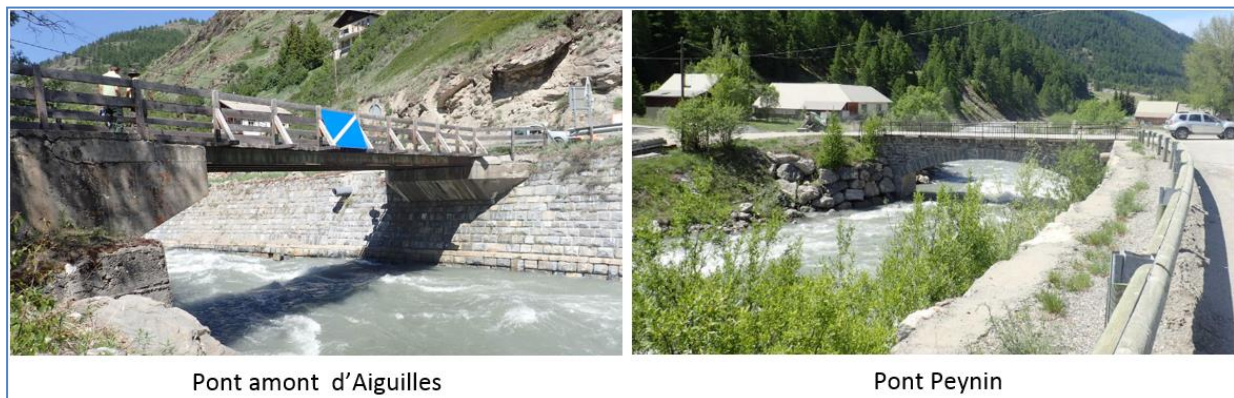


Figure 27 : photo du pont amont d'Aiguilles et du pont Peynin

IV.5.2.c. Vitesses et hauteurs dans le lit mineur et le lit majeur

Les vitesses obtenues dans le lit mineur sont potentiellement très importantes dans le cas des simulations de barrages de 20 m à 40 m et pour une formation de brèche en 24 min.

Les vitesses dans le lit mineur fluctuent entre 5 m/s et 12 m/s à Aiguilles et entre 3 m/s et 5 m/s dans les zones de débordement (comme au niveau de l'hôpital, dans le cas de la rupture d'un barrage de 40 m, cf. ci-dessous).

Pour ces vitesses, les capacités d'érosion sont très importantes et il est sûr qu'un remodelage important du paysage prendra place. Les résultats des simulations peuvent ainsi être mis en défaut du fait de ces modifications du terrain.

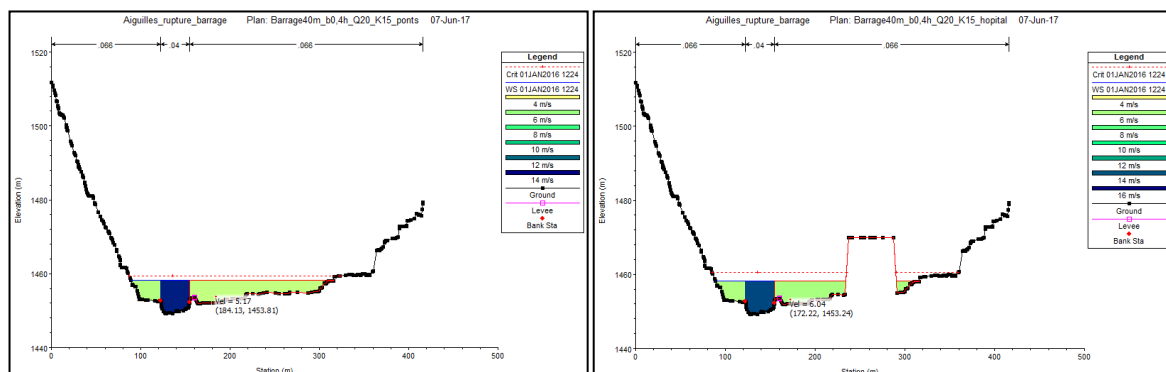


Figure 28 : Représentation de la distribution des vitesses au droit de 2 profils en travers

Exemple à gauche: représentation de la distribution des vitesses au niveau du profil en travers au droit de l'hôpital d'Aiguilles (cas d'une rupture d'un barrage de 40 m en 24 min) – $V = 5$ m/s

Exemple à droite: représentation de la distribution des vitesses au niveau du profil en travers au droit de l'hôpital d'Aiguilles avec matérialisation de l'hôpital (cas d'une rupture d'un barrage de 40 m en 24 min) – $V = 6$ m/s

Les bâtiments peuvent être détruits pour de telles vitesses, notamment pour les scénarios de barrages de hauteur supérieure à 25-30 m.

Les hauteurs de débordements sont également potentiellement très importantes dans les zones touchées.

- A titre d'exemple, dans le cas d'une rupture d'un barrage de 40 m les hauteurs atteintes au niveau du parking de l'hôpital pourraient atteindre plus de 2 m et plus d'1 m au niveau du camping de Château-Queyras. Les hauteurs sont encore potentiellement beaucoup plus importantes dans la plaine rive droite de Château-Queyras avec des valeurs susceptibles de dépasser 5 m.
- Dans le cas d'une rupture d'un barrage de 20 m, les hauteurs de débordements restent soutenues :
 - Environ 1 m à 1,5 m au niveau du parking et de l'hôpital d'Aiguilles,
 - 1 m en rive droite et en rive gauche dans la traversée de Ville-Vieille,
 - 70 cm environ en rive droite sur la partie aval de la plaine de Château-Queyras.
- A ces hauteurs, il faut ajouter la part d'énergie cinétique ($V^2/2g$) qui est susceptible d'augmenter la remontée des niveaux d'écoulement sur les façades des bâtiments, notamment celles perpendiculaires à l'écoulement.

IV.6. Modélisation sous CastorDigue et les logiciels Rubar (3, 20, BE et 20 TS)

IV.6.1 Principe de mise en œuvre

La mise en œuvre des logiciels a reposé sur la topographie de la vallée définie par 149 sections en travers de la vallée et trois hypothèses de hauteur de barrage : 20, 30 et 40 mètres. Dans le cas d'un fond mobile, la profondeur maximale a été limitée à 3 mètres voire moins (1 mètre) dans certains secteurs et le diamètre pris en compte a été de 6 cm avec une étendue granulométrique de 3 (mais ce facteur n'a pas joué dans les calculs menés). Lorsque cela est possible, la propagation s'effectue en distinguant un lit mineur de coefficient de Strickler de $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ et un lit majeur de coefficient $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (sinon un seul lit de coefficient $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ a été considéré comme équivalent mais un coefficient global de $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ a aussi été testé). Pour CastorDigue et Rubar 3, seules les 149 sections (limitées à 50 points) ont été utilisées (pas d'interpolation) alors que Rubar 20 s'est appuyé sur un maillage de taille 10 m en moyenne mais s'appuyant sur les sections initiales avec interpolation entre sections et définition de points tous les 10 mètres (5 mètres en lit mineur) sur ces sections interpolées (dans tous les cas, l'altitude est interpolée à partir des points des 149 sections initiales).

Les hydrogrammes de rupture calculés par le logiciel HEC-RAS ont été propagés à l'aide des logiciels CastorDigue, Rubar 3 et Rubar 20. On a examiné ensuite si les sédiments transportés et l'évolution des fonds modifiaient cette propagation à l'aide des logiciels RubarBE et Rubar 20TS. Au droit du barrage, des calculs alternatifs avec CastorDigue, Rubar 3 et Rubar 20 ont été menés pour obtenir des hydrogrammes en utilisant le module RUPRO. Enfin les logiciels RubarBE et Rubar 20TS ont été utilisés sur toute la vallée en représentant le barrage par des couches sédimentaires (comme pour le reste de la vallée) afin d'avoir une représentation homogène des phénomènes d'érosion et de transport des sédiments. Dans le cas de RubarBE, plusieurs formules de capacité de transport sédimentaire ont été utilisées : Meyer-Peter et Müller (1948), Lefort (2007), Lefort (2015), Recking (2016), Piton (2017).

IV.6.2 Résultats

Avec les paramètres fondés sur le diamètre moyen des sédiments, la représentation du barrage par des couches de sédiments et certains calculs avec RUPRO (intégré dans CastorDigue, Rubar 3 ou Rubar20) donne des hydrogrammes avec un débit de pointe faible voire quasiment nul. Seuls les calculs avec Rubar 3 et une brèche de largeur initiale 1 m donne des résultats conséquents bien que plus faibles que ceux d'HEC Ras en débit de pointe ($1800 \text{ m}^3/\text{s}$ au lieu de $8000 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $H=40 \text{ m}$) : la raison de ces résultats est une érosion lente qui donne une durée d'ouverture de brèche supérieure à l'heure voire une absence d'érosion. Pour tester si des paramètres différents conduisent à une érosion plus rapide tout en restant réalistes, nous avons testé avec CastorDigue, un coefficient de frottement (Strickler) au droit de la brèche de 20 à 10 (matériau très hétérogène avec des blocs) ce qui permet d'obtenir un débit de pointe supérieur à $1000 \text{ m}^3/\text{s}$; le passage du diamètre du matériau de 60 mm à 1 mm en plus permet d'approcher un débit de pointe de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ mais on s'éloigne alors des paramètres réels du matériau. Ce même changement de diamètre en même temps que l'érosion de brèche est supposée linéaire (avec un coefficient d'érosion classique de $0,003 \text{ mm/s}$) plutôt que régie par la formule de Meyer Peter Müller, permet aussi d'obtenir avec Rubar 20, un débit de pointe conséquent de l'ordre de $2100 \text{ m}^3/\text{s}$, débit de pointe porté à plus de $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ (avec une montée du débit en environ 10 minutes) si le taux d'érosion est multiplié par 10 ($0,03 \text{ mm/s}$). Les résultats obtenus par Rupro sont très dépendants des paramètres d'érosion ; obtenir un hydrogramme équivalent à celui d'Hec-Ras suppose de prendre des paramètres extrêmement pénalisants et sans doute peu réalistes sauf si les matériaux du glissement sont si hétérogènes qu'une partie du barrage peut être formée majoritairement de matériaux plus fins et facilement érodables.

L'amortissement du débit de pointe dépend du logiciel utilisé (Figure 29) mais aussi des paramètres retenus : on voit sur la Figure 30 le test effectué avec CastorDigue avec trois hydrogrammes fournis par Hec Ras et celui

calculé par la brèche pour H=40 m et deux coefficients de Strickler Ks. Le passage d'un Ks de 25 à 15 a un effet important dans le cas du fort débit et peu dans les 3 autres cas. Sans prendre en compte l'évolution des fonds, des résultats différents sont obtenus pour la ligne d'eau (Figure 31) par les divers logiciels à la fois à cause des débits plus ou moins amortis mais aussi de la prise en compte de la topographie ; par exemple Rubar 20 indique une forte rehausse dans un passage fortement rétréci pour son calcul (Figure 32).

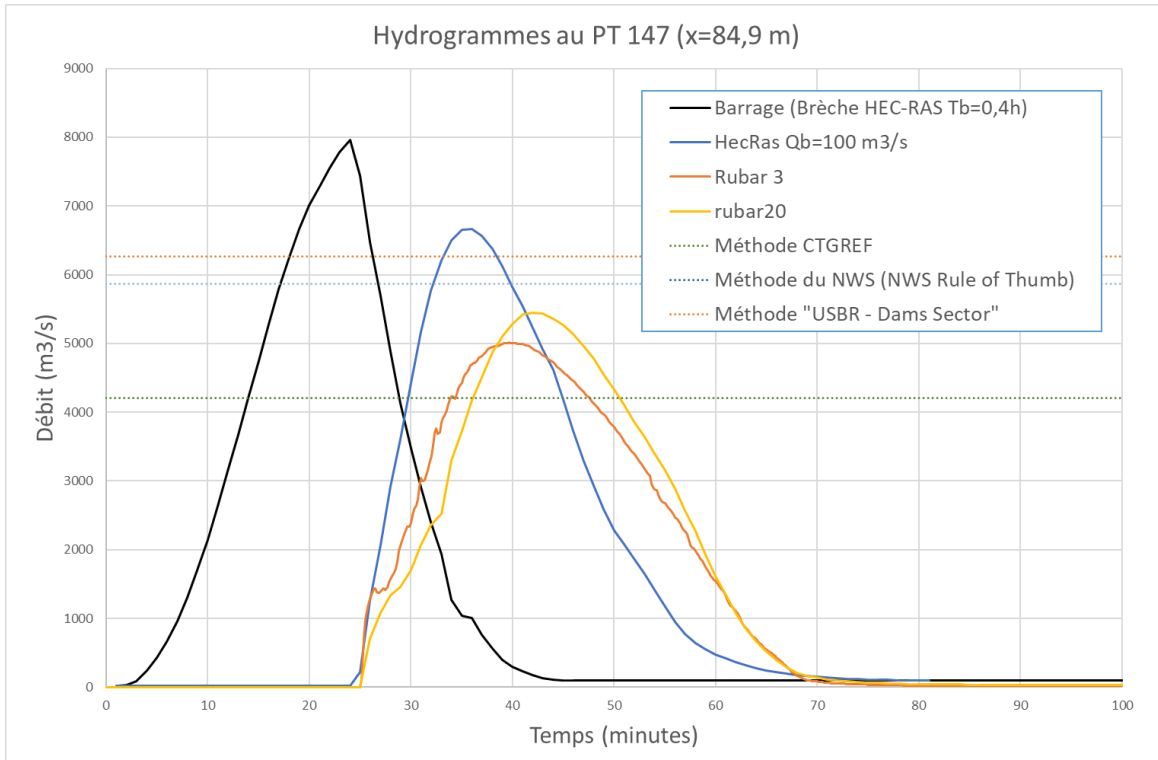


Figure 29 : Comparaison des hydrogrammes au barrage et à l'aval du secteur vallée (cas d'un barrage de 40 m de haut, hydrogrammes produits par Hec Ras, Rubar 3 et Rubar 20 pour un hydrogramme au barrage produit par Hec Ras).

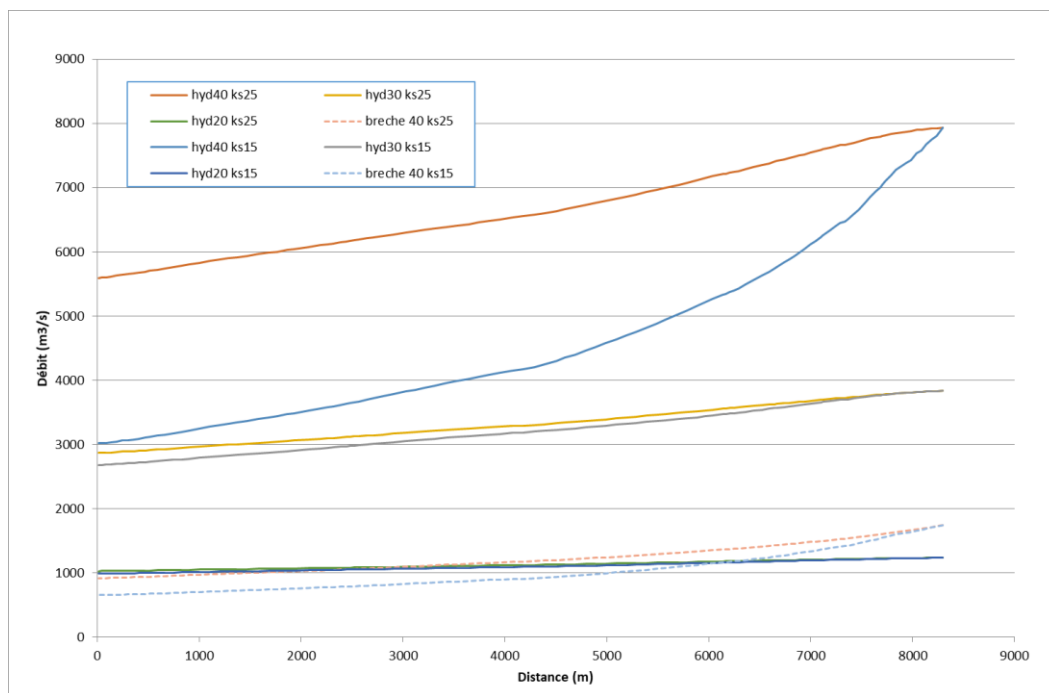


Figure 30 : Amortissement du débit de pointe fourni par CastorDigue (hydrogrammes d’Hec Ras pour H=40, 30 ou 20 m et hydrogramme calculé par la brèche pour H= 40 m) pour des coefficients de Strickler uniformes de 15 ou 25.

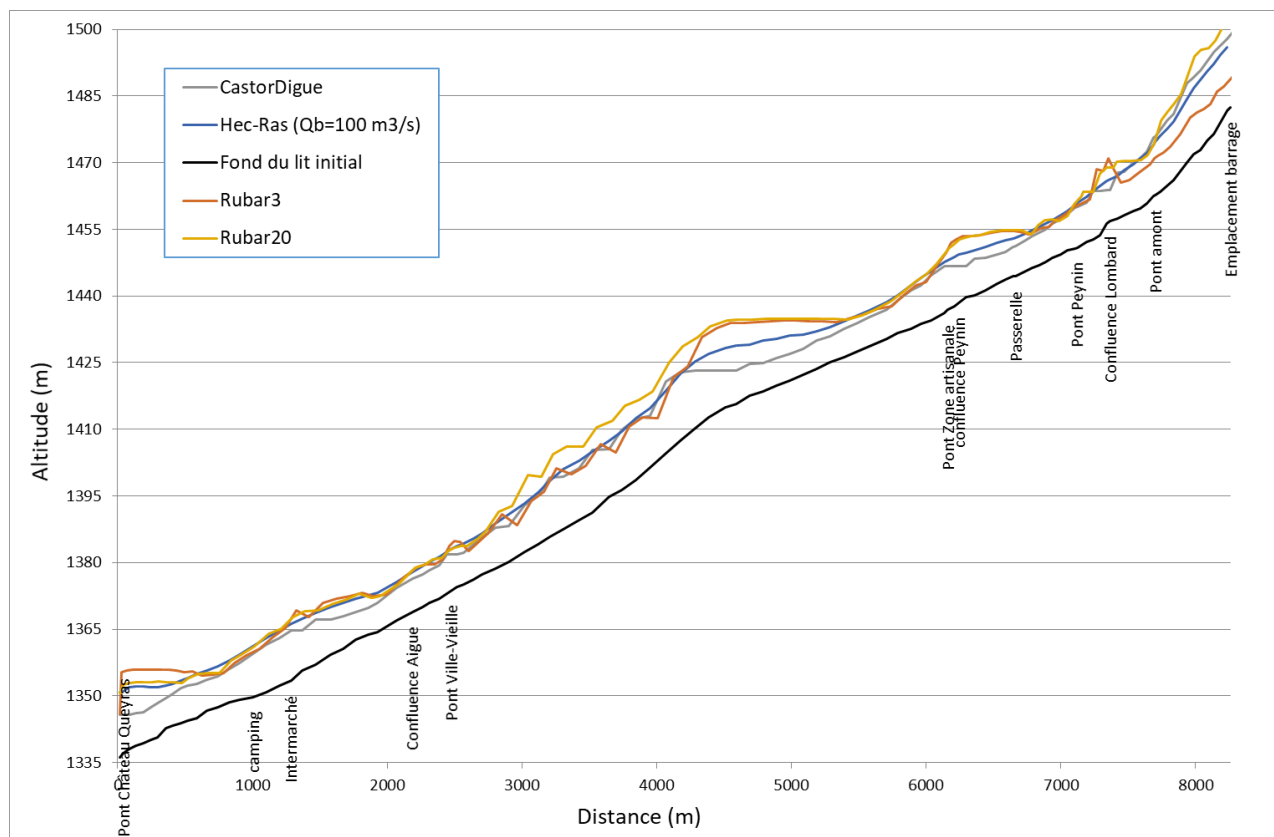


Figure 31 : Comparaison des lignes d’eau le long de la vallée (cas d’un barrage de 40 m de haut, hydrogramme produit par Hec Ras).

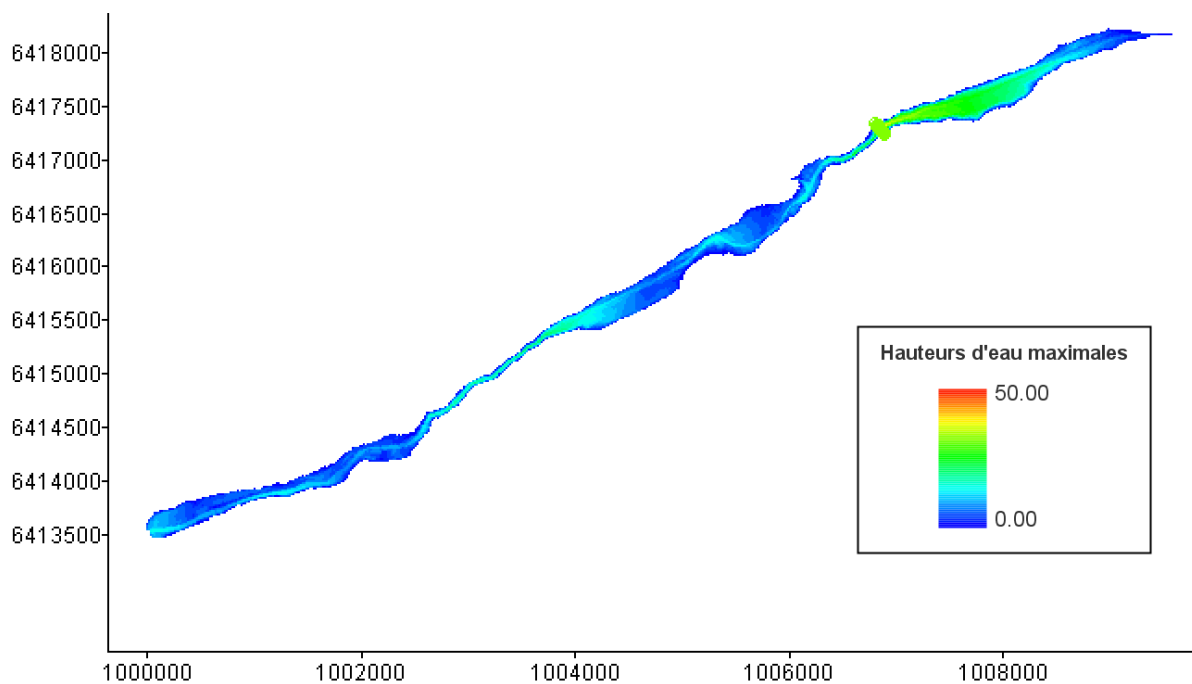


Figure 32 : Vue en plan de l'inondation calculée par Rubar 20 (hydrogramme H=40 de Hec Ras)

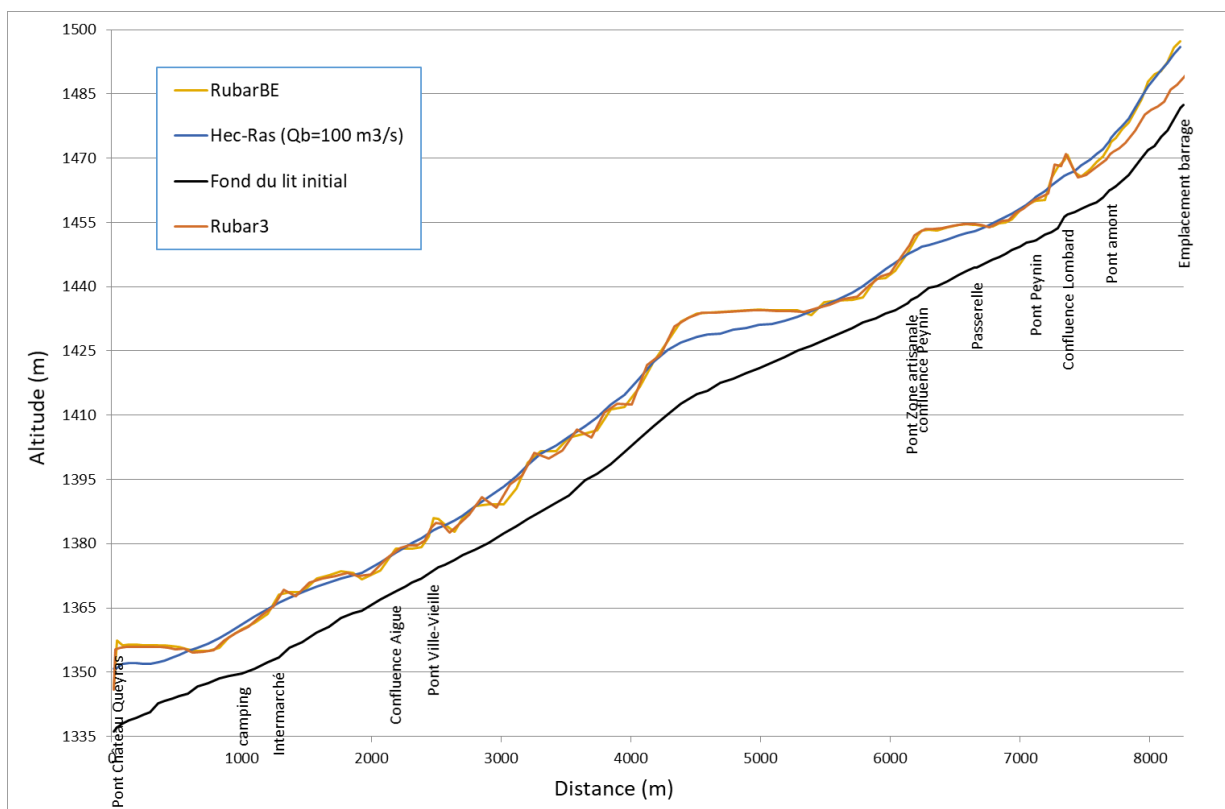


Figure 33 : Comparaison des lignes d'eau le long de la vallée (cas d'un barrage de 40 m de haut, hydrogramme produit par Hec Ras).

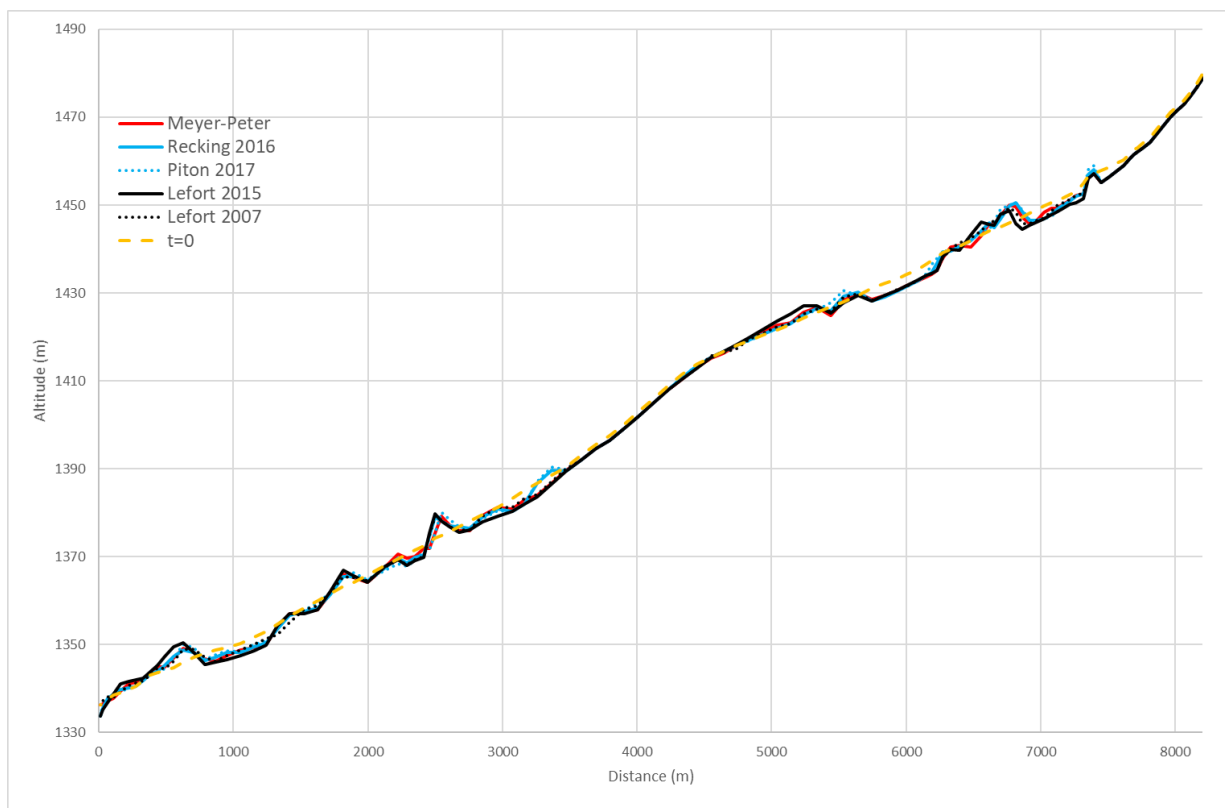


Figure 34 : Evolution du point bas des sections dans le cas de l'hydrogramme Hec-Ras (H=40 m) – calcul avec RubarBE et différentes formules de capacité de transport.

L'intégration du transport de sédiments dans la vallée montre un impact faible sur la propagation des hydrogrammes mais des érosions et dépôts importants peuvent avoir lieu qui ont un impact sur le niveau d'eau local. Ces modifications restent de faible ampleur par rapport aux modifications dues au choix du modèle de propagation (Figure 33). Pour RubarBE, l'utilisation de formules de transport de sédiments différentes n'a que peu d'impact sur la localisation des dépôts et des érosions mais un effet sur l'amplitude locale des modifications (Figure 34).

IV.7. Modélisation sous LogiChar

IV.7.1 Principe de mise en œuvre

La mise en œuvre du logiciel a reposé sur la topographie de la vallée définie par 115 sections en travers de la vallée à l'aval du glissement et trois hypothèses de hauteur de barrage : 20, 30 et 40 mètres. Un fond mobile a été considéré, dont la profondeur maximale a été limitée à 3 mètres et 1 mètre dans certains secteurs. La granulométrie considérée est donnée par $d_{90} = 0,15$ m, $d_{50} = 0,04$ m et $d_{30} = 0,015$ m, le coefficient de Strickler adopté est $K = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Le tronçon de rivière considéré a une longueur de 8 260 m, discrétisé en 4 100 mailles de calcul dont l'altitude initiale et la largeur sont interpolées sur la base des 115 sections initiales. En première approche, les sections en travers considérées sont rectangulaires, le logiciel ne permettant pas de distinguer un lit mineur et un lit majeur. Ceci introduit un biais systématique dès lors que les épaisseurs d'écoulement dépassent la profondeur du lit mineur. En effet, l'effet d'étalement latéral n'est pas simulé, ce qui tend à surestimer les épaisseurs et vitesses par rapport à l'écoulement réel. Ces simulations permettent néanmoins de dégager des tendances pour ce qui concerne notamment le transport de sédiment et la répartition des érosions et dépôts de matériau solide.

LogiChar n'est pas en mesure de traiter l'ouverture d'une brèche par érosion au niveau du barrage. Il a donc besoin de données de condition à la limite amont du domaine de calcul sous forme d'un hydrogramme et d'un sédimentogramme. Deux cas de figure de condition limite amont ont été traités de façon prospective sous l'hypothèse d'un barrage de 20 m, 30 m et 40 m de hauteur :

- Hydrogramme et sédimentogramme complets issus de simulations de l'ouverture de brèche réalisées grâce au logiciel Rubar 3 (données transmises par INRAE – Riverly) ;
- Hydrogramme issu de simulations réalisées grâce au logiciel HEC-RAS sans prise en compte du transport solide (données transmises par ONF – RTM) ; dans ce cas, le sédimentogramme amont est calculé automatiquement par LogiChar sous l'hypothèse d'un transport solide à l'équilibre avec l'écoulement (débit solide égal à la capacité maximale de transport à tout instant).

IV.7.2 Résultats

Les figures suivantes présentent les résultats de simulation obtenus pour les 3 hypothèses de hauteur de barrage (20, 30, 40 m) et les 2 hypothèses d'hydrogramme / sédimentogramme traitées.

Crue pour un barrage de 20 m avec hydrogramme et sédimentogramme amonts issus des simulations Rubar 3 fournies par INRAE – Riverly.

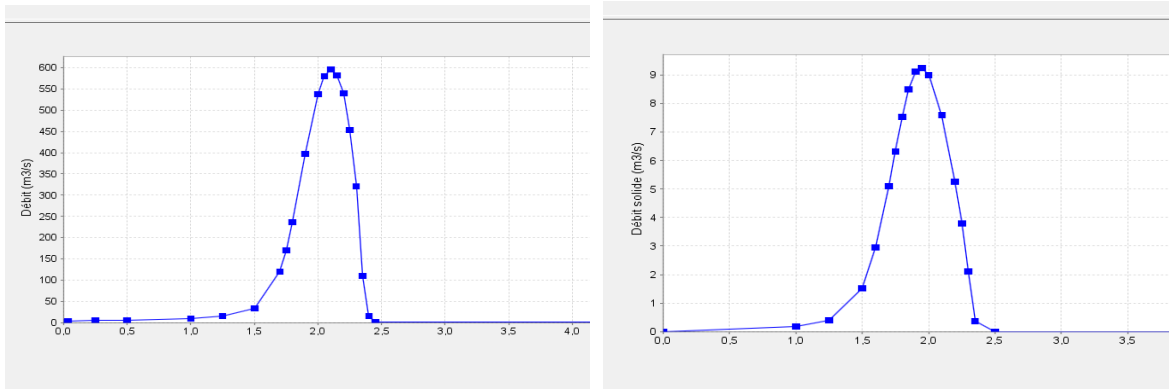


Figure 35 : Hydrogramme et sédimentogramme amonts utilisés pour la simulation de la propagation pour une hauteur de barrage de 20 m

Pointe de débit à l'aval atteinte à 2,36 h

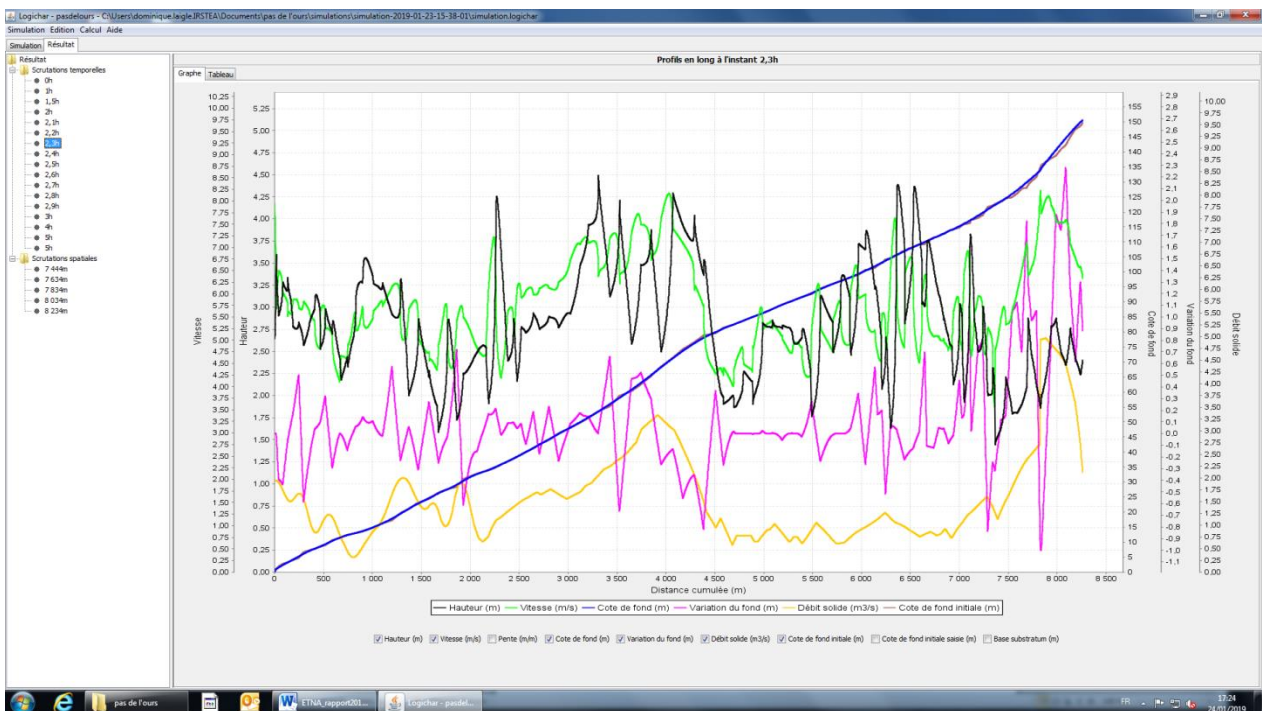


Figure 36 : Profils à 2,3 h de hauteur, vitesse, débit solide et évolution du fond par rapport à la situation initiale (hyd. Rub 3 – 20 m)

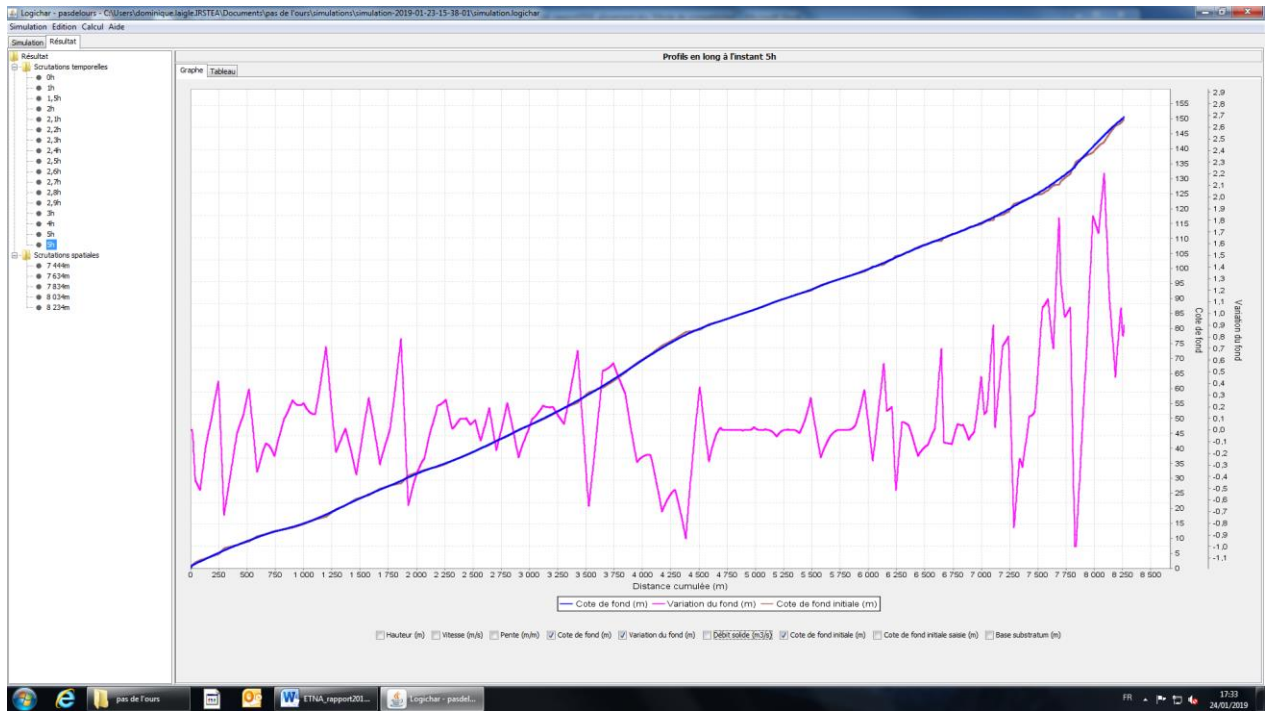


Figure 37 : Profil final de l'évolution du fond par érosion / dépôt (hyd. Rub 3 – 20 m). Le profil en rose représente la variation du fond par rapport au niveau initial.

Crue pour un barrage de 30 m avec hydrogramme et sédimentogramme amonts issus des simulations Rubar 3 fournies par Irstea – Rivery.

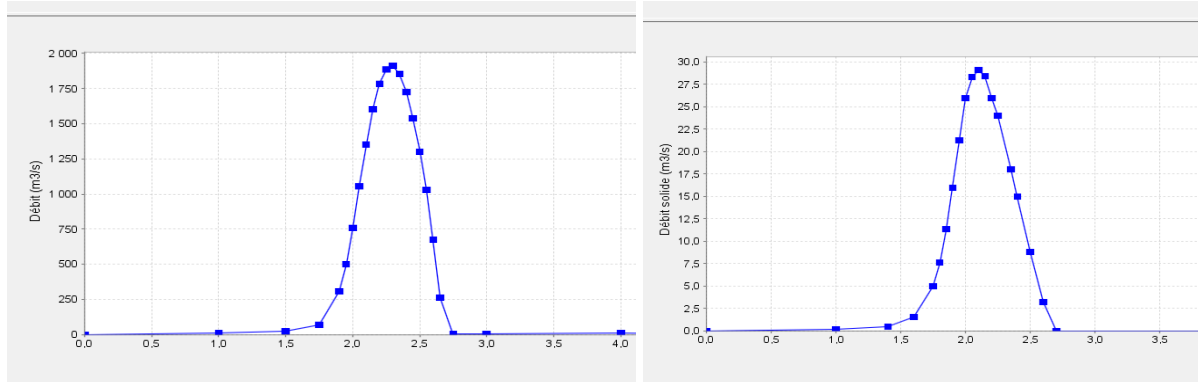


Figure 38 : Hydrogramme et sédimentogramme amonts utilisés pour la simulation de la propagation pour une hauteur de barrage de 30 m

Pointe de débit à l'aval atteinte à 2,46 h

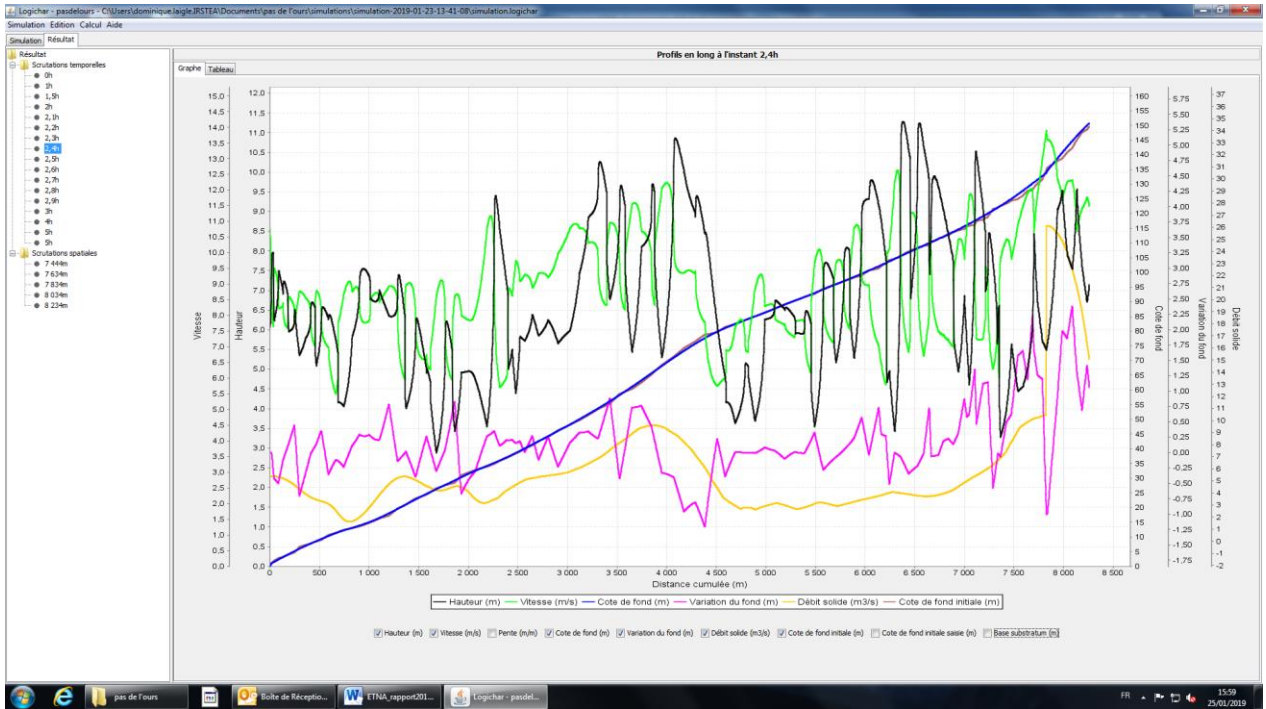


Figure 39 : Profils à 2,4 h de hauteur, vitesse, débit solide et évolution du fond par rapport à la situation initiale (hyd. Rub 3 – 30 m)

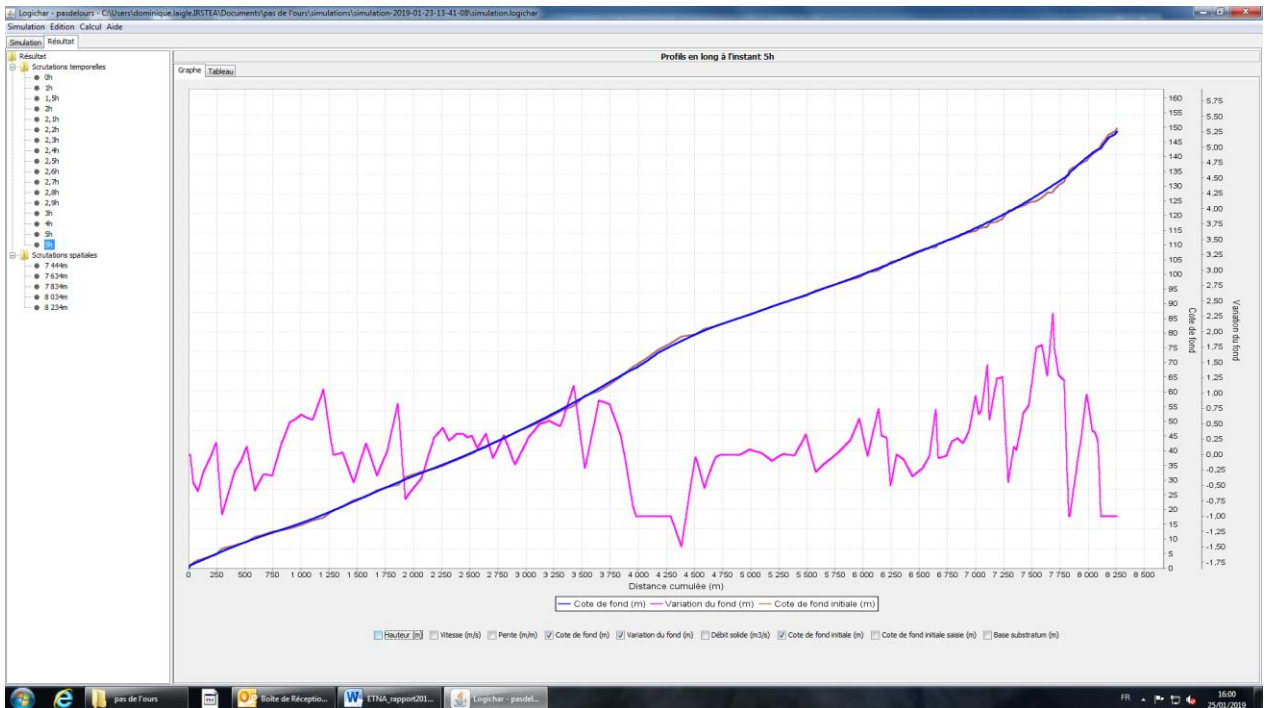


Figure 40 : Profil final de l'évolution du fond par érosion / dépôt (hyd. Rub 3 – 30 m). Le profil en rose représente la variation du fond par rapport au niveau initial.

Crue pour un barrage de 40 m avec hydrogramme et sédimentogramme amonts issus des simulations Rubar 3 fournies par Irstea – Rivery.

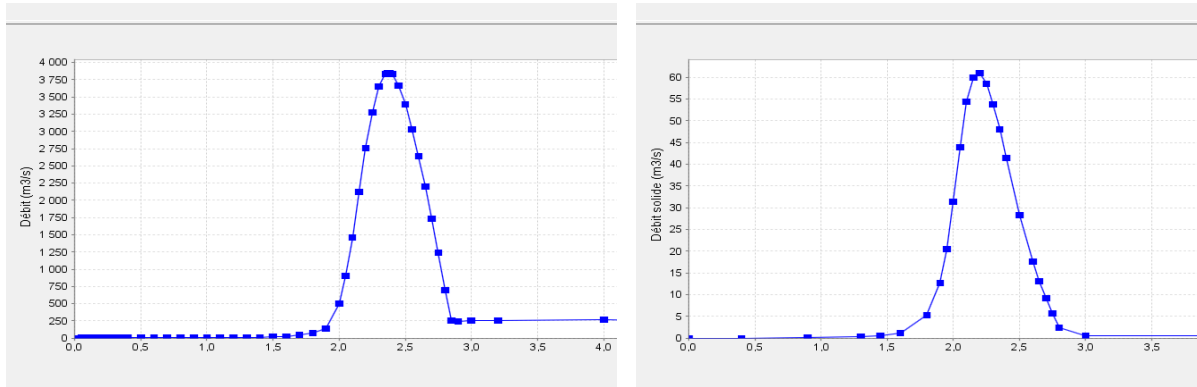


Figure 41 : Hydrogramme et sédimentogramme amonts utilisés pour la simulation de la propagation pour une hauteur de barrage de 40 m

Pointe de débit à l’aval atteinte à 2,54 h

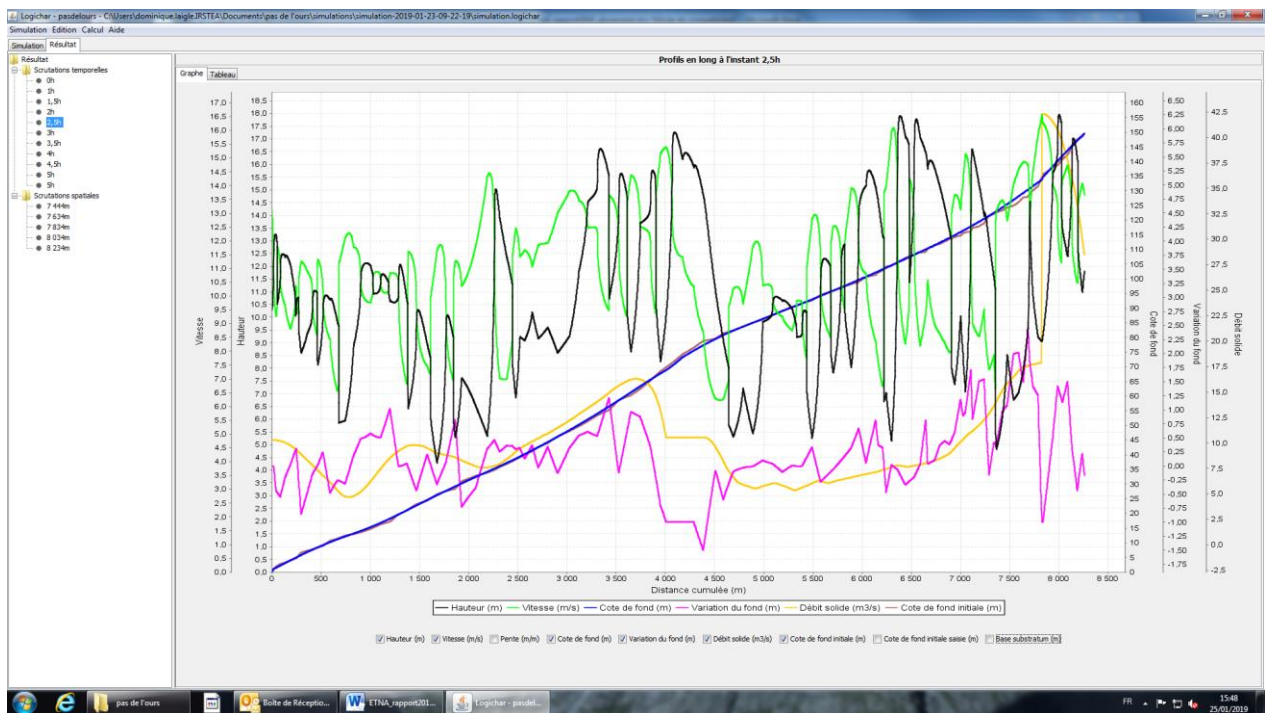


Figure 42 : Profils à 2,5 h de hauteur, vitesse, débit solide et évolution du fond par rapport à la situation initiale (hyd. Rub 3 – 40 m)

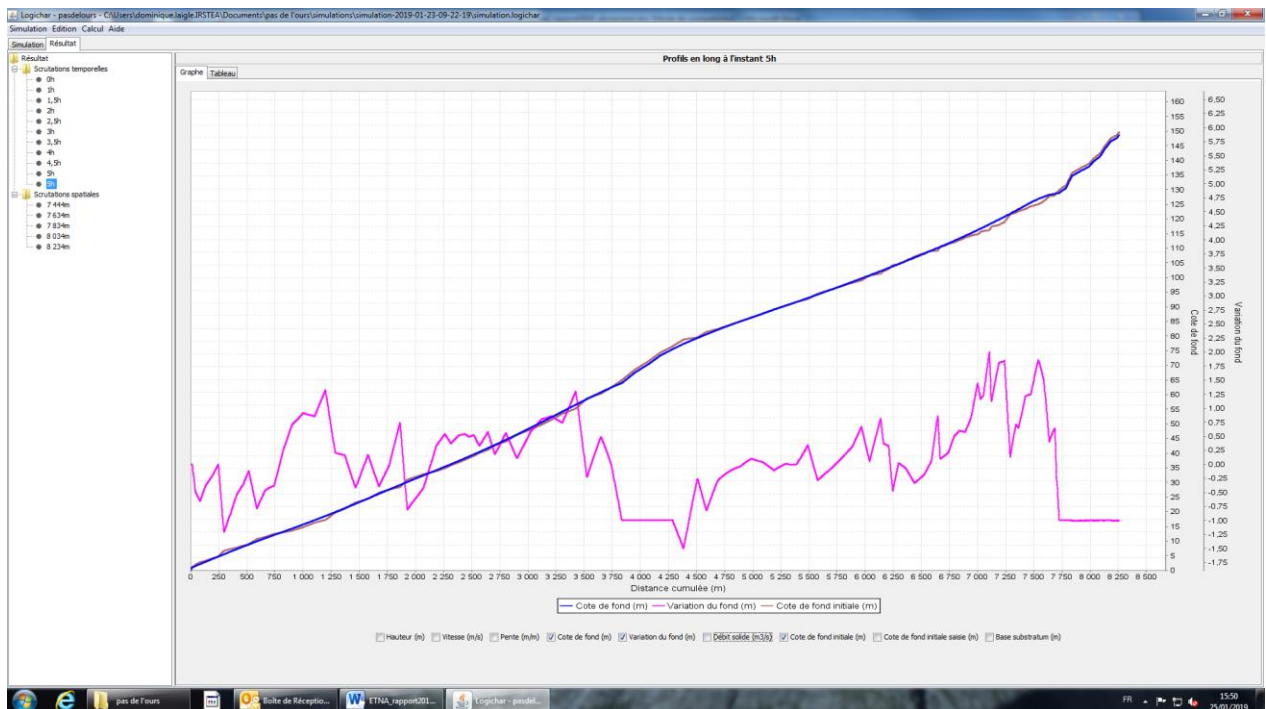


Figure 43 : Profil final de l'évolution du fond par érosion / dépôt (hyd. Rub 3 – 40 m). Le profil en rose représente la variation du fond par rapport au niveau initial.

Crue pour un barrage de 20 m avec hydrogramme amont issu des simulations HEC-RAS fournies par ONF-RTM et sous l'hypothèse d'un transport solide à l'équilibre avec le débit liquide.

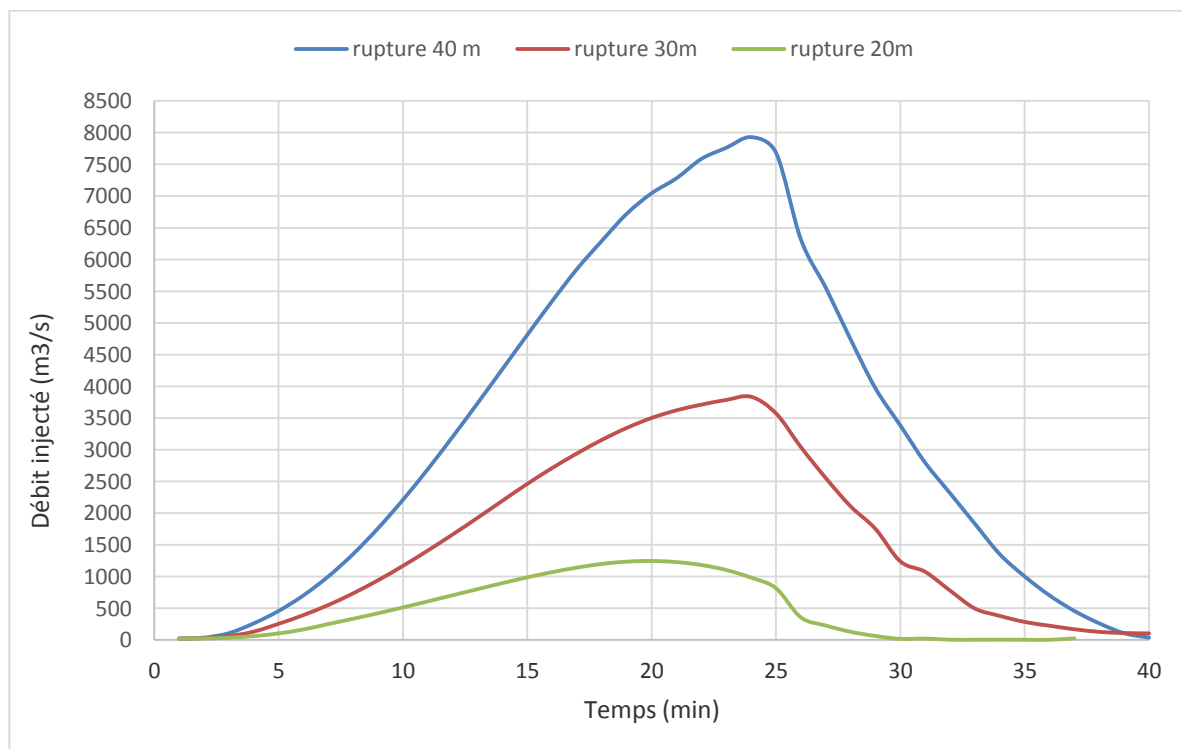


Figure 44 : Hydrogrammes amont issus de simulations HEC-RAS, fournis par ONF-RTM, pour les différentes hypothèses de hauteur de barrage considérées

Pointe de débit à l'aval atteinte à 0,56 h

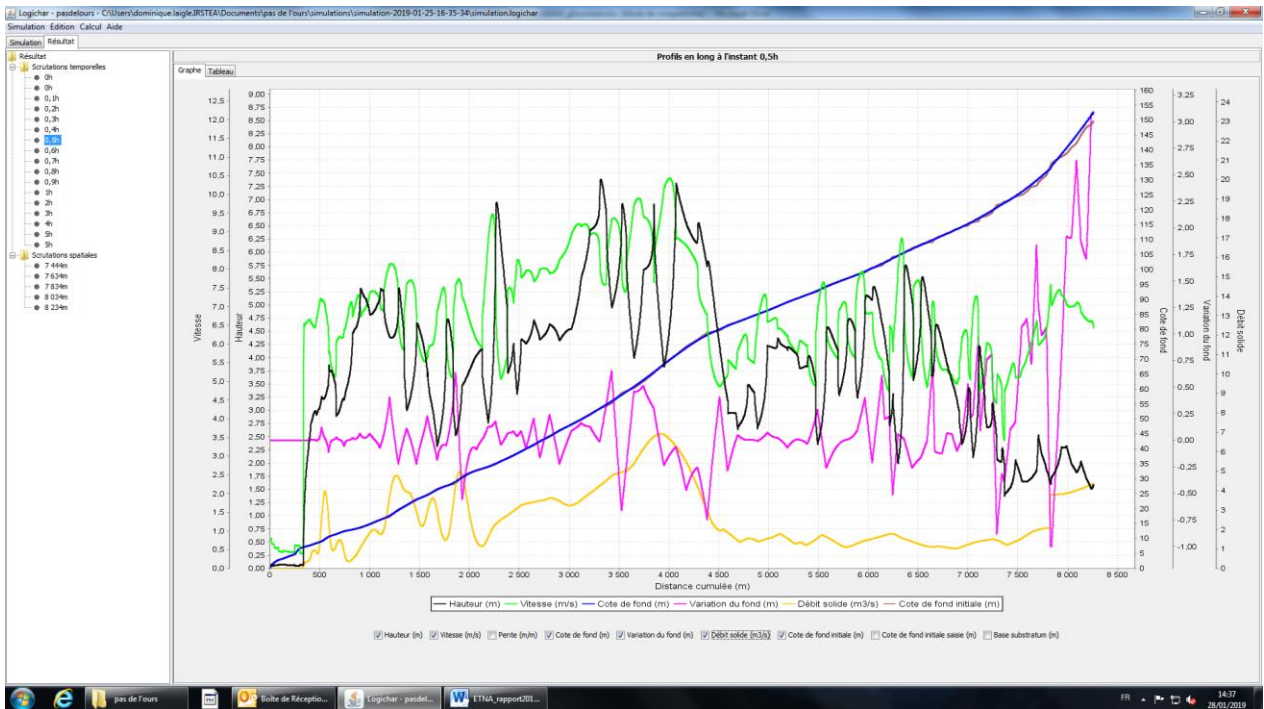


Figure 45 : Profils à 0,5 h de hauteur, vitesse, débit solide et évolution du fond par rapport à la situation initiale (hyd. HEC-RAS – 20 m)

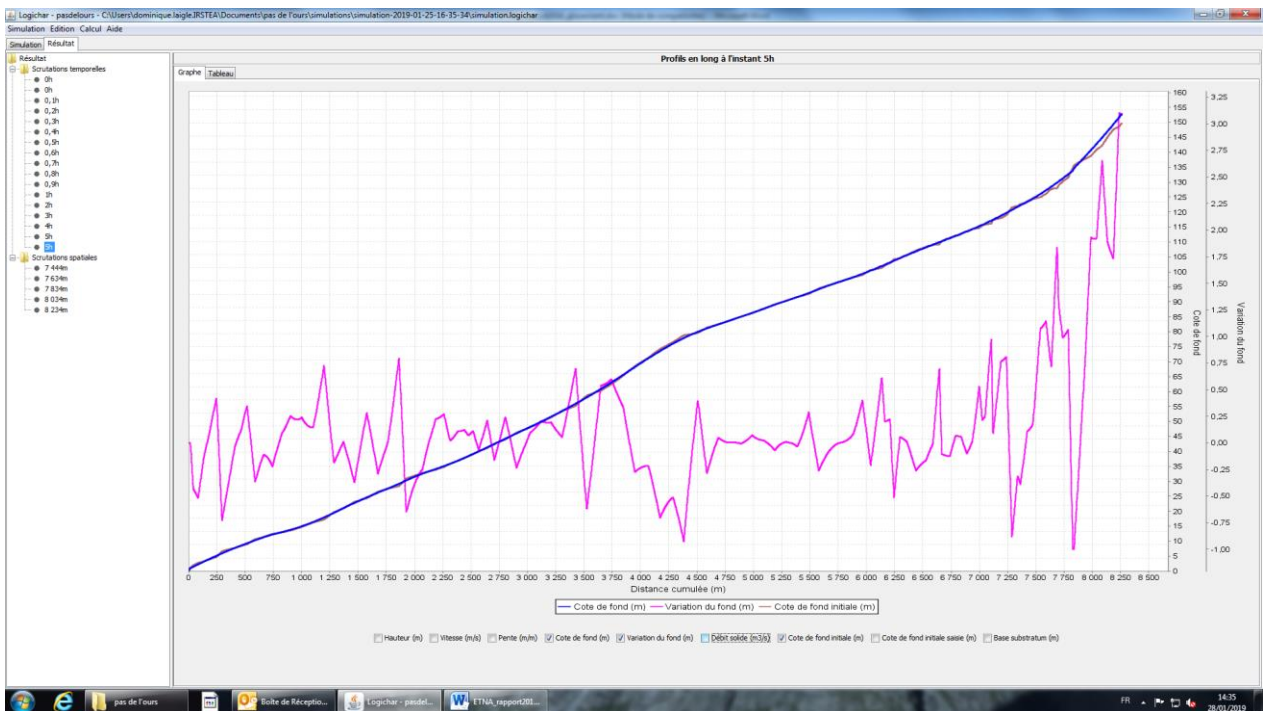


Figure 46 : Profil final de l'évolution du fond par érosion / dépôt (hyd. HEC-RAS – 20 m). Le profil en rose représente la variation du fond par rapport au niveau initial.

Crue pour un barrage de 30 m avec hydrogramme amont issu des simulations HEC-RAS fournies par ONF-RTM et sous l'hypothèse d'un transport solide à l'équilibre avec le débit liquide.

Pointe de débit à l'aval atteinte à 0,52 h

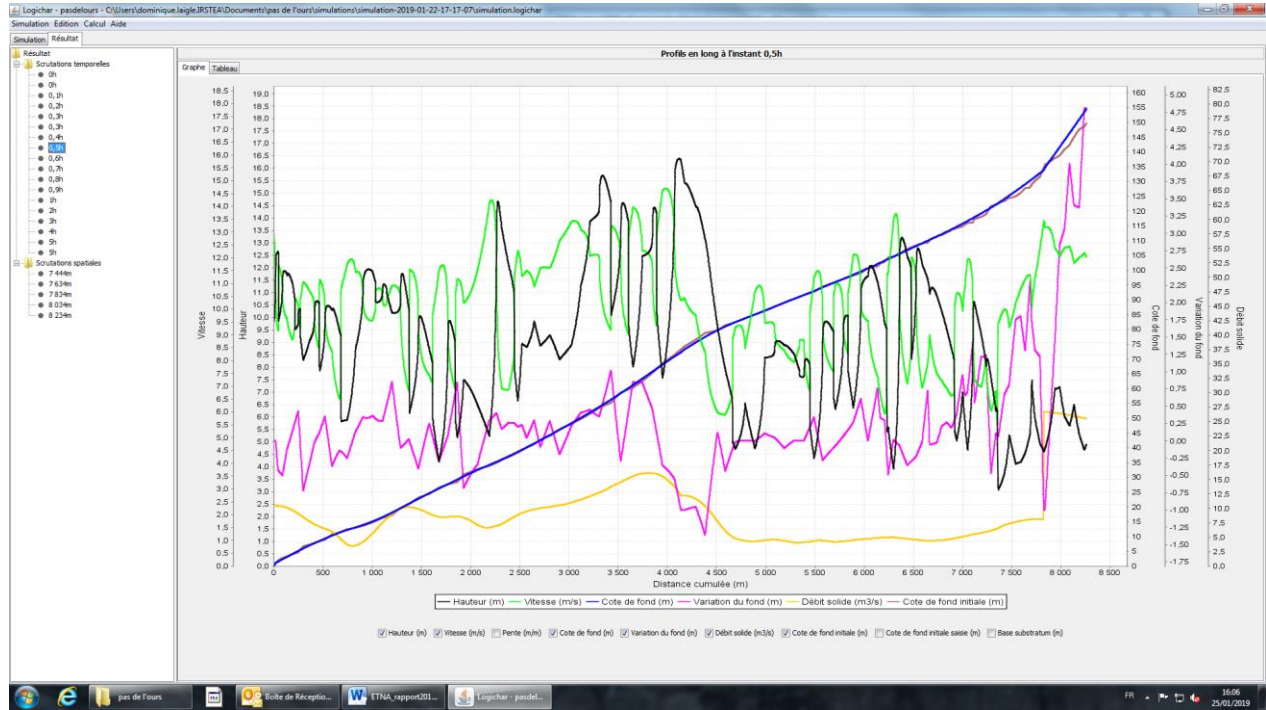


Figure 47 : Profils à 0,5 h de hauteur, vitesse, débit solide et évolution du fond par rapport à la situation initiale (hyd. HEC-RAS – 30 m)

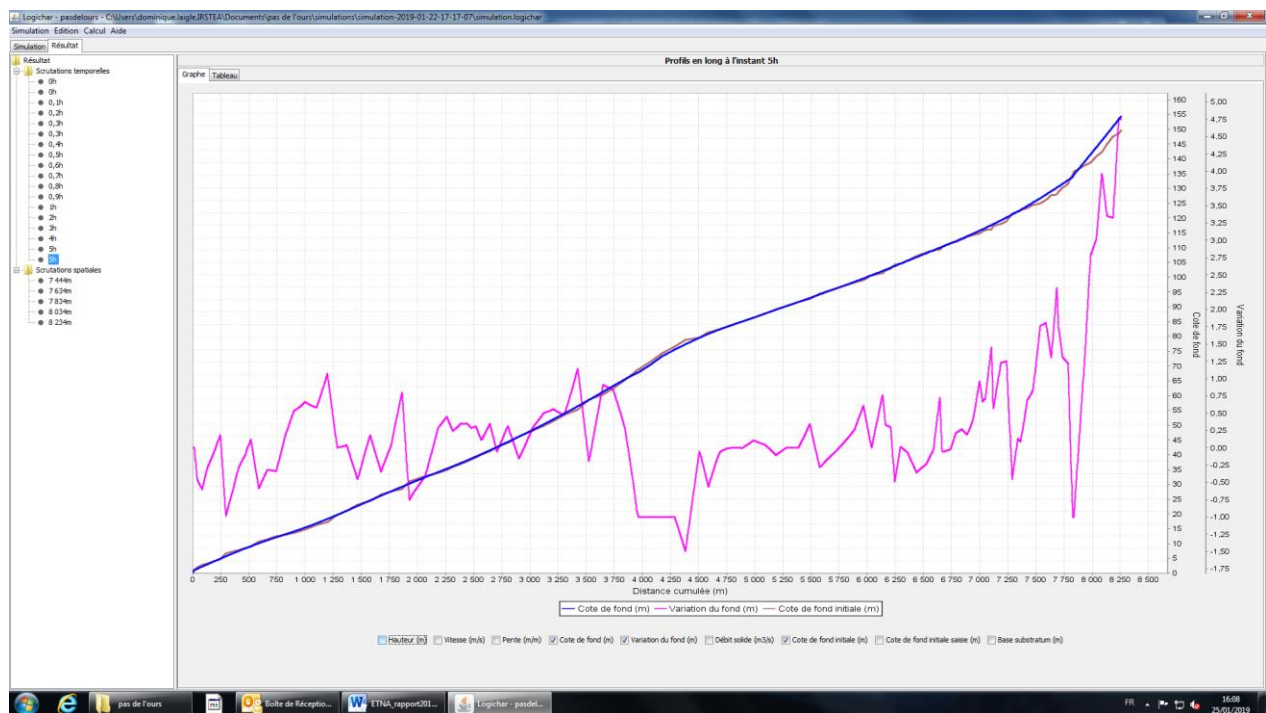


Figure 48 : Profil final de l'évolution du fond par érosion / dépôt (hyd. HEC-RAS – 30 m). Le profil en rose représente la variation du fond par rapport au niveau initial.

Crue pour un barrage de 40 m avec hydrogramme amont issu des simulations HEC-RAS fournies par ONF-RTM et sous l'hypothèse d'un transport solide à l'équilibre avec le débit liquide.

Pointe de débit à l'aval atteinte à 0,50 h

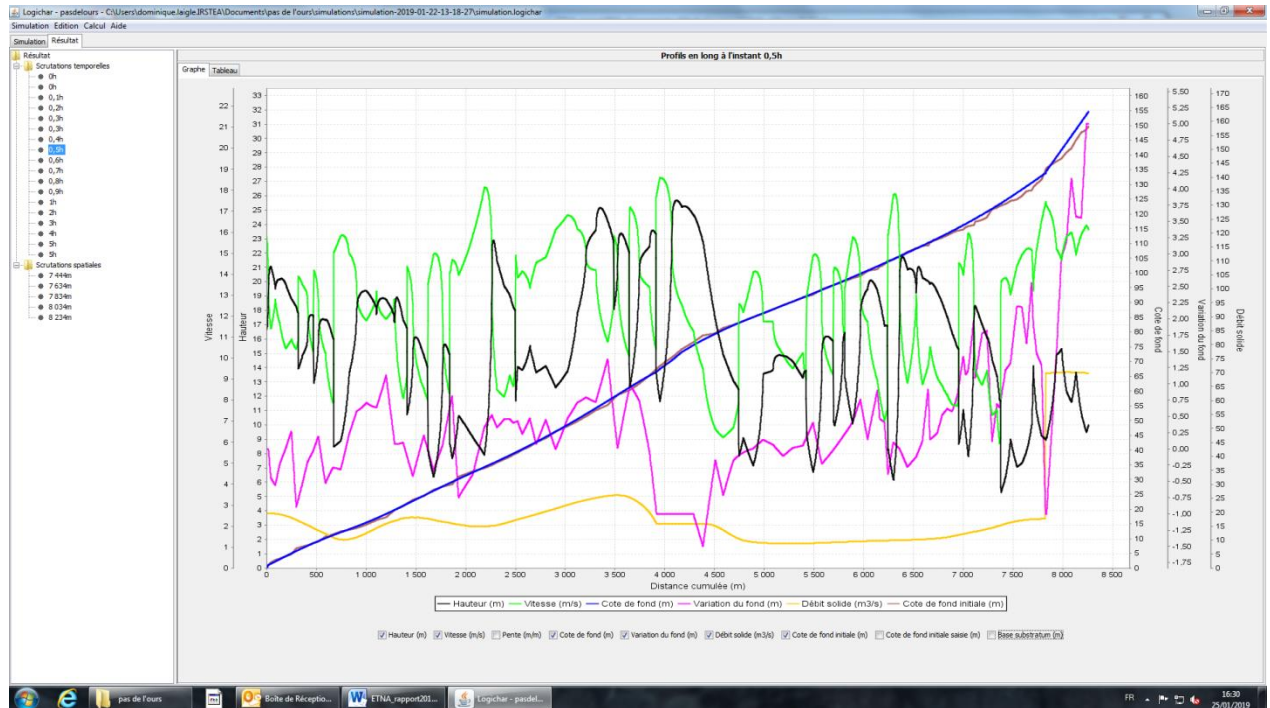


Figure 49 Profils à 0,5 h de hauteur, vitesse, débit solide et évolution du fond par rapport à la situation initiale (hyd. HEC-RAS – 40 m)

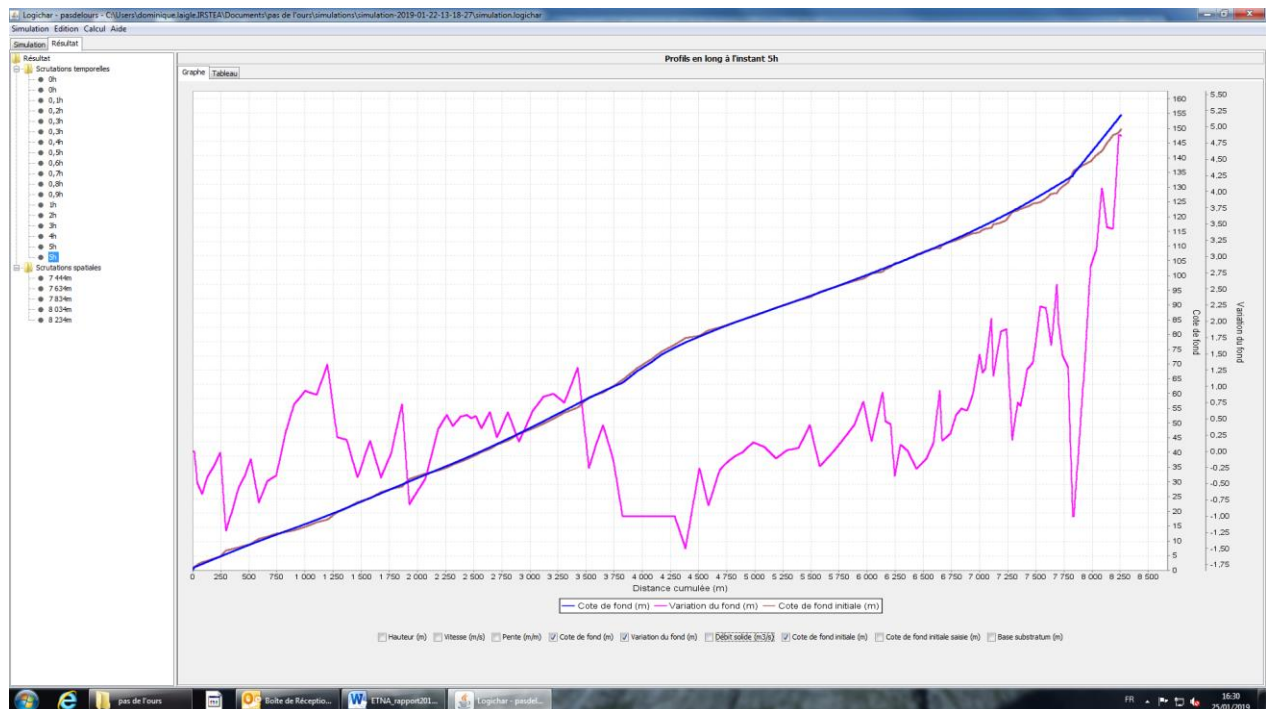


Figure 50 : Profil final de l'évolution du fond par érosion / dépôt (hyd. HEC-RAS 40 m). Le profil en rose représente la variation du fond par rapport au niveau initial.

Les hypothèses testées étant très contrastées, notamment pour ce qui concerne le débit liquide maximal de l'hydrogramme amont, les résultats en termes de hauteurs et vitesses atteintes le long de la vallée sont eux aussi très contrastés, avec les limites déjà évoquées introduites par l'absence de prise en compte d'un lit majeur. Une tendance globale se dégage toutefois pour ce qui concerne le transport solide et notamment les épaisseurs des érosions et dépôts.

En effet, à l'exception de l'aval immédiat du barrage, pour lequel les simulations sur la base des hydrogrammes HEC-RAS mènent à un dépôt massif qui n'est pas observé pour les simulations sur la base des hydrogrammes Rubar 3, les tendances à l'érosion et au dépôt sont similaires sur tout le linéaire de la vallée, quelle que soit l'hypothèse retenue.

Ces évolutions restent systématiquement limitées avec des érosions et de dépôts restant généralement inférieurs à 1 m lorsque le lac a été totalement vidangé. De façon attendue, le modèle traduit une tendance au comblement des zones en dépression et un arasement des zones en surélévation.

Un dépôt de l'ordre de grandeur de 1 m localement est susceptible de réduire la capacité hydraulique et provoquer un débordement anticipé qui ne peut être traduit par le logiciel. Somme toute, les incisions et dépôts simulés restent relativement modestes au regard de l'intensité des propagations hydrauliques attendues.

IV.8. Modélisation d'évolution du fond du lit avec EVOFOND

IV.8.1 Objectif et principe de mise en œuvre

L'objectif des modélisations est d'étudier l'évolution potentielle du fond de lit à l'aval de la rupture de barrage. On se limitera à deux scénarios possibles concernant l'emprise et les conditions à la limite amont du modèle :

- Scénario 1 :
 - Emprise : de l'aval immédiat du barrage au pont de Château Queyras ;
 - Hydrogramme = hydrogramme obtenu avec HEC-RAS pour une hauteur de barrage de 40 m et largeur de brèche de 40 m ;
 - Sédimentogramme : on a calculé un hydrogramme fictif de volume env. 0,51 Mm³ correspondant au calcul géométrique du volume érodé dans la brèche (h=40, b en fond 15 m, section trapézoïdale avec fruit de 1, épaisseur de 230 m).
- Scénario 2 :
 - Emprise : le barrage est cette fois ci inclus dans la topographie du modèle ;
 - Hydrogramme : hydrogramme identique à celui utilisé dans le scénario 1 ;
 - Sédimentogramme : on considère des apports solides négligeables sur la base d'une pente représentative des apports solides amont de 0,001 m/m.

Pour le scénario 1, on effectuera de nombreux test de sensibilité : sensibilité au maillage, avec simplification progressive de la géométrie : modèle avec 113 profils en travers (géométrie identique à celle prise en compte dans HEC-RAS), puis modèle avec 1 profil pris en compte sur 2, 3, 4 ; sensibilité aux paramètres granulométriques ; sensibilité à la formule de transport solide utilisée (par défaut formule de Rickenmann 1990) ; sensibilité à la position du fond considéré comme inaffouillable (par défaut à -1 m sous le fond initial) ; et enfin sensibilité au débit de pointe, en conservant un volume liquide et solide de crue identique.

Pour le scénario 2 on se limitera à tester l'influence de la largeur de brèche sur l'évolution du profil en long à l'aval du barrage. La géométrie du modèle est ici identique à celui du modèle HEC-RAS hormis le fait que l'on a ajouté à l'amont deux profils supplémentaires représentant le barrage naturel.

Les résultats seront enfin comparés à ceux obtenus avec les autres outils testés (RubarBE et Logichar), bien que les hypothèse d'entrée soient différentes.

IV.8.2 Résultats

IV.8.2.a. Scénario 1

IV.8.2.a.1. Sensibilité au maillage

On présente sur les 3 figures qui suivent : l'influence de la simplification du maillage sur le profil en long initial, sur le profil en long final, et sur le profil en long final à proximité du barrage (deux premiers kilomètres à l'aval de la rupture).

La simplification du maillage n'a ici que très peu d'influence sur la représentation du profil en long et donc sur les pentes longitudinales. Par contre on observe une variabilité du dépôt non négligeable dans les deux premiers kilomètres à l'aval de la rupture, avec une différence entre les profils pouvant atteindre jusqu'à 7 m. La hauteur maximale de dépôt à l'aval du barrage varie entre 26 et 32 m suivant la géométrie considérée. La hauteur maximale est obtenue pour la géométrie conservant le plus de profils en travers.

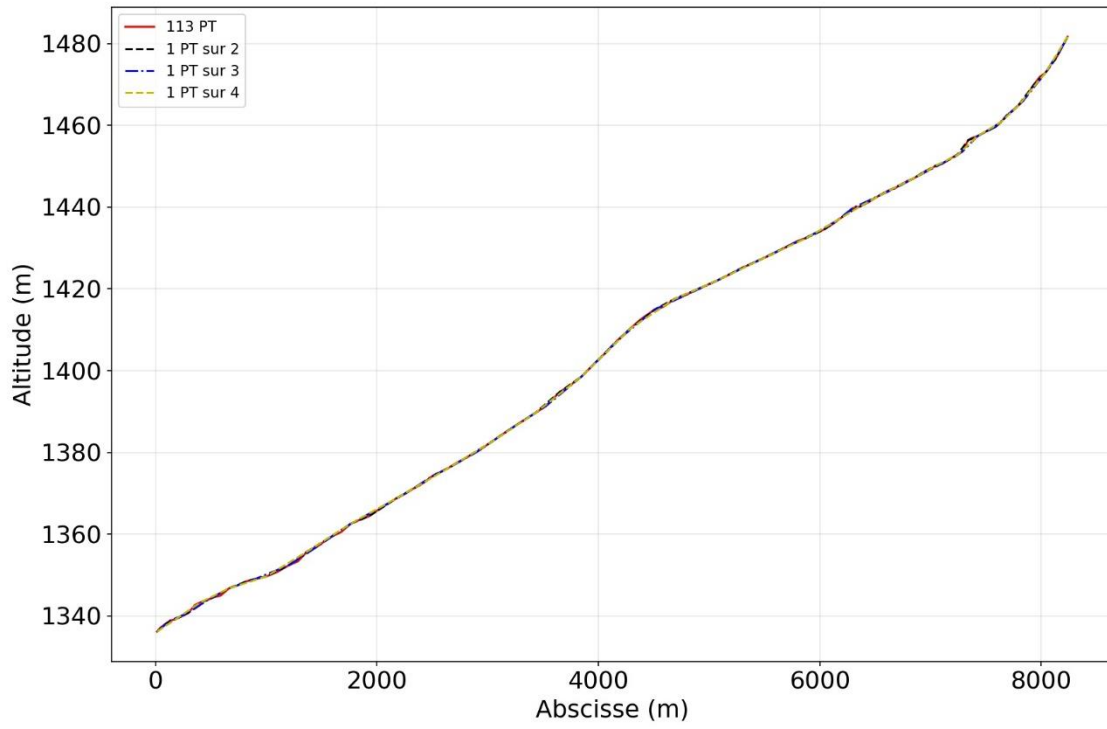


Figure 51 : Sensibilité au maillage sur le profil en long initial

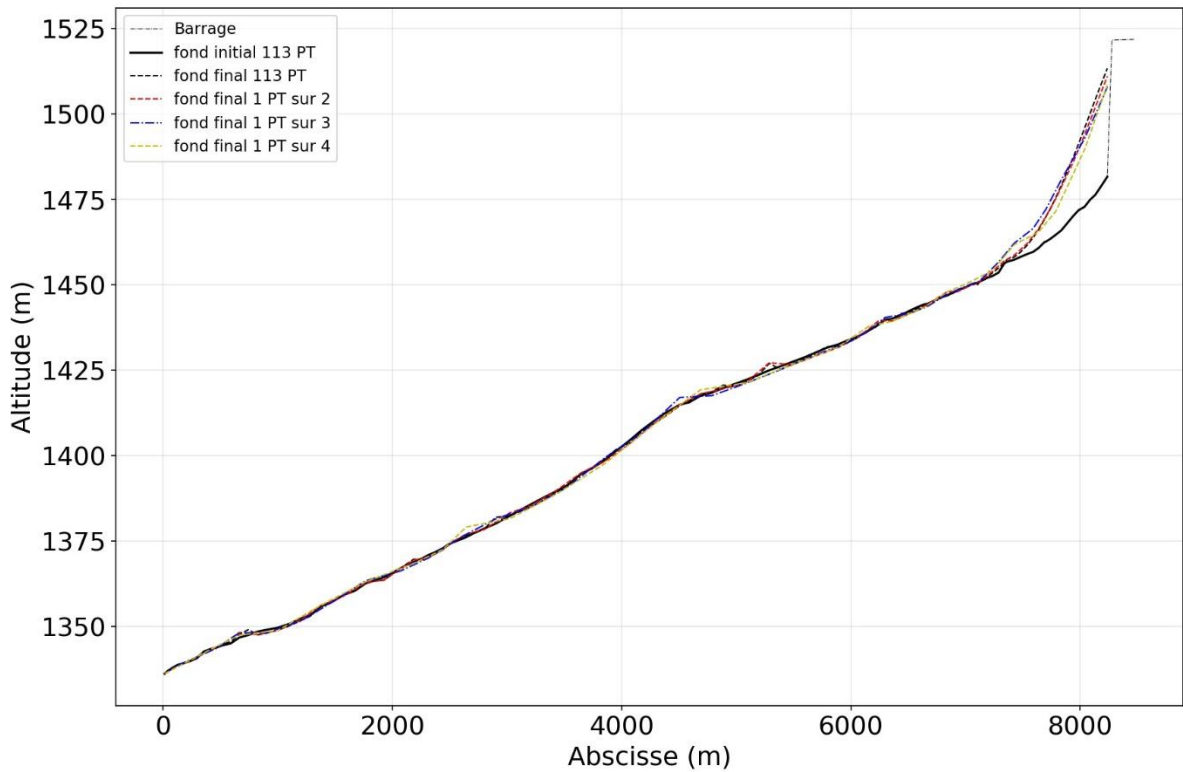


Figure 52 : Sensibilité au maillage sur le fond de lit fin de crue

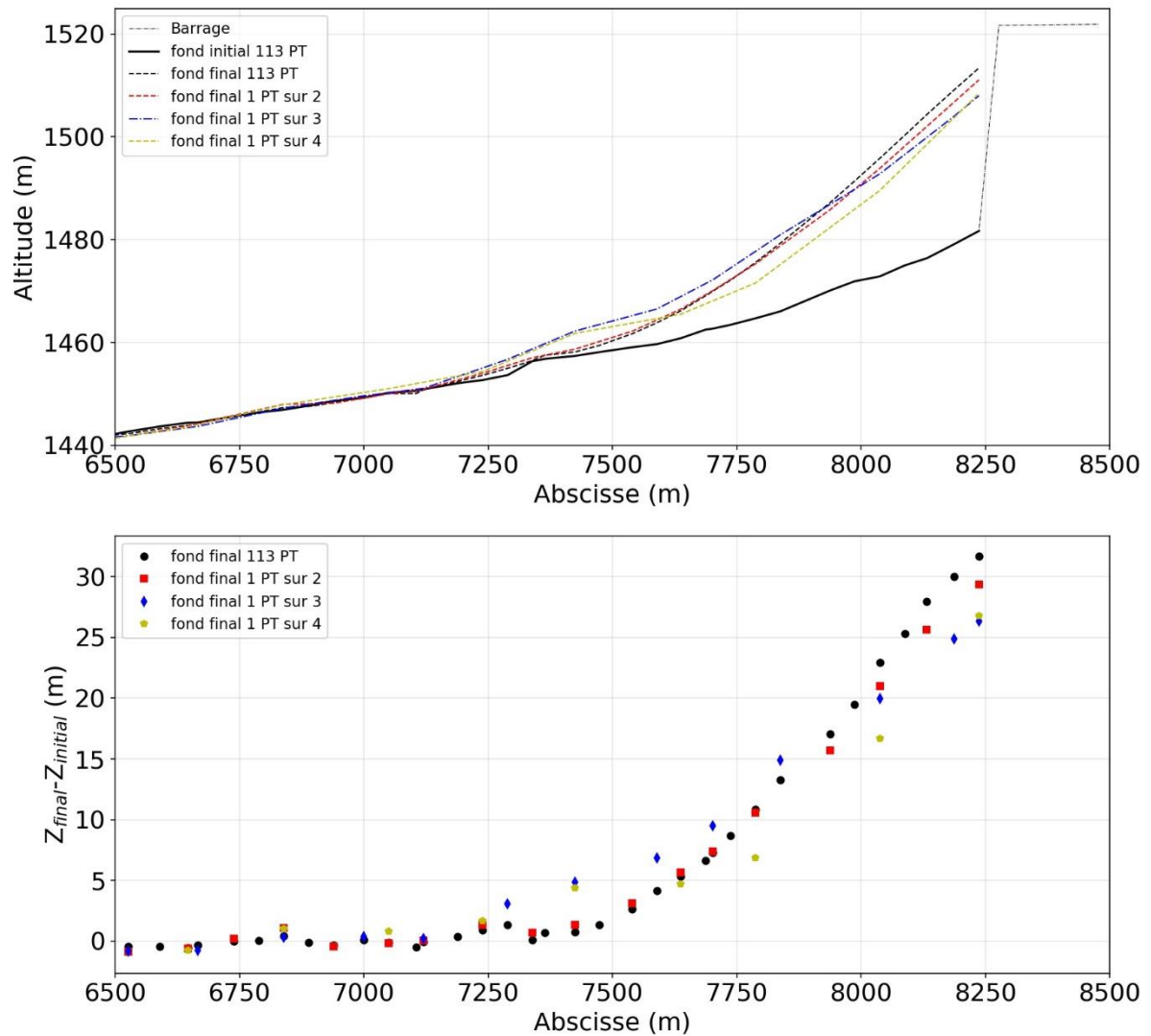


Figure 53 : Sensibilité au maillage sur le fond de lit fin de crue – détail linéaire amont

IV.8.2.a.2. Sensibilité à la granulométrie

On fait ici varier les paramètres granulométriques de la formule de transport de Rickenmann 1990 (avec apports constants à l'amont) : d_{50} prenant les valeurs de 0,02 ; 0,10 ; 0,15 m – d_{90}/d_{30} prenant les valeurs de 3 et 9.

La variabilité sur les hauteurs de dépôt à l'aval immédiat du barrage est en moyenne plus faible que lors du test précédent. Sur l'intégralité du domaine elle n'excède pas 2,55 m.

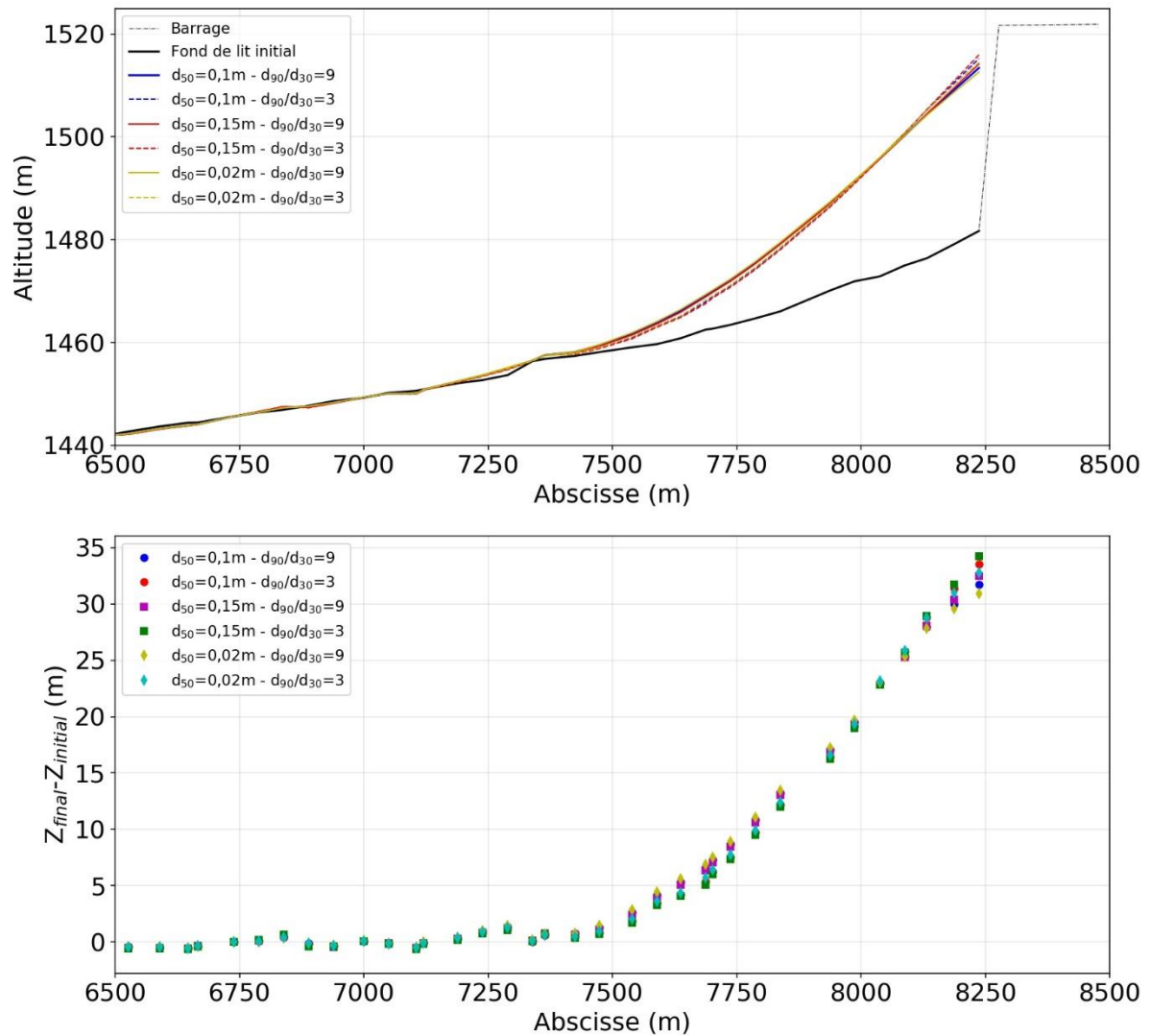


Figure 54 : Sensibilité aux paramètres granulométriques sur le fond de lit fin de crue – - formule de transport de Rickenmann, 1990 - détail linéaire amont

IV.8.2.a.3. Sensibilité à la formule de transport

L'objectif est ici de tester l'influence de la formule de transport sur la propagation du dépôt à l'aval du barrage. On a utilisé plusieurs formules adaptées au contexte torrentiel (Lefort 2015 ; Rickenmann 1990 ; Meunier 1989 ; Piton et Recking 2016) en prenant en compte des paramètres granulométriques cohérents.

Dans ce contexte de charge solide injectée très supérieure à la capacité de transport, la variabilité du dépôt observée en fin de crue est faible, et inférieure à 2,6 m.

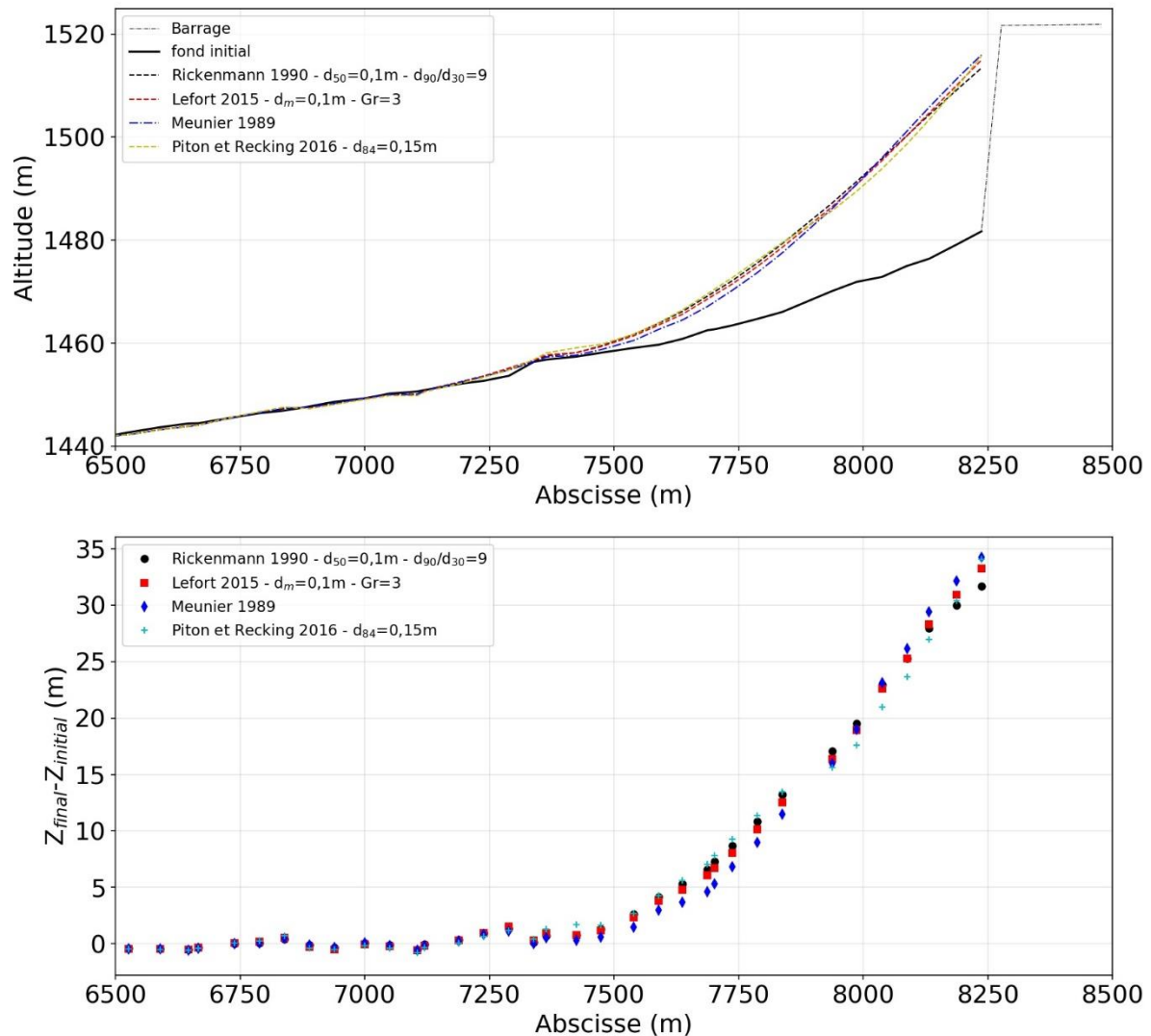


Figure 55 : Sensibilité à la formule de transport

IV.8.2.a.4. Sensibilité au niveau du fond considéré comme inaffouillable

On teste enfin la sensibilité des résultats au choix du niveau du fond considéré comme inaffouillable. Dans les modélisations précédentes, on avait considéré une érosion possible sur l'ensemble du profil pouvant atteindre jusqu'à -1m par rapport au fond de lit initial. On prend en compte ici une valeur supérieure de 4 m. On présente les résultats pour la géométrie complète avec 113 profils en travers ainsi que pour celle comprenant 1 profil sur 4.

L'abaissement du toit du fond inaffouillable entraîne dans le cas présent un profil bruité en « dent de scie », hormis sur les deux kilomètres amont où l'essentiel des dépôts se concentre. Ce phénomène est légèrement atténué dans le cas de la géométrie simplifiée.

Plusieurs facteurs sont susceptibles d'expliquer cette forme qui ne traduit vraisemblablement pas des évolutions réelles :

1. Des différences significatives de sections (largeurs) entre deux profils en travers consécutifs. Lorsque le fond est totalement inaffouillable, un rétrécissement brusque est responsable de dépôts à l'amont à la section rétrécie. Ce phénomène est lié à un ajustement des charges, la charge spécifique étant plus

forte dans la section rétrécie, qui joue alors le rôle de section de contrôle. Lorsque le fond est affouillable, la contraction de largeur de lit a pour effet un creusement équivalent au différentiel de charge entre les section contractées et non contractées. L'alternance de profils en travers présentant des lois $b=f(z)$ fort disparates explique donc vraisemblablement l'essentiel du bruit observé sur les profils.

2. Une montée de crue très rapide avec des débits extrêmes qui génèrent potentiellement des différentiels de charge très forts entre deux sections consécutives.

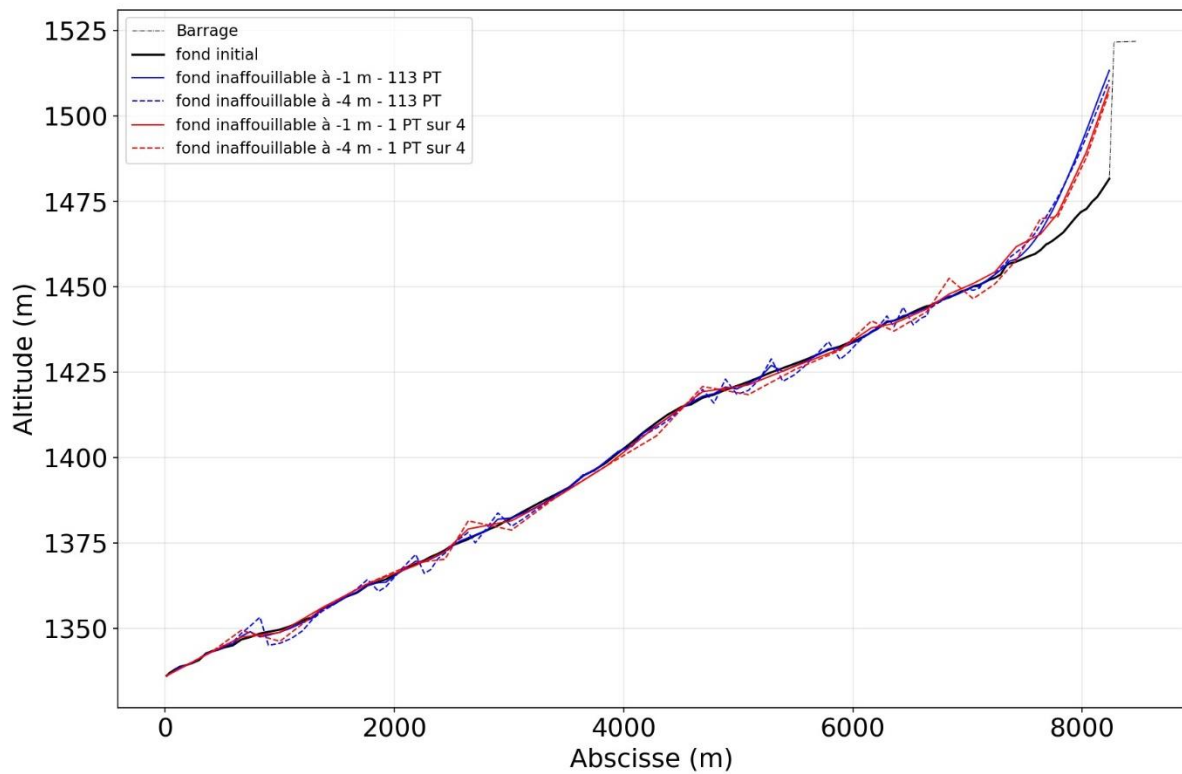


Figure 56 : Sensibilité à la position du fond inaffouillable

IV.8.2.a.5. Sensibilité à l'hydrogramme d'injection

Afin de compléter l'analyse, on teste avec une position du fond inaffouillable à -4 m sous le fond de lit initial, la sensibilité des résultats au temps de montée/débit de pointe en respectant un volume liquide de crue identique.

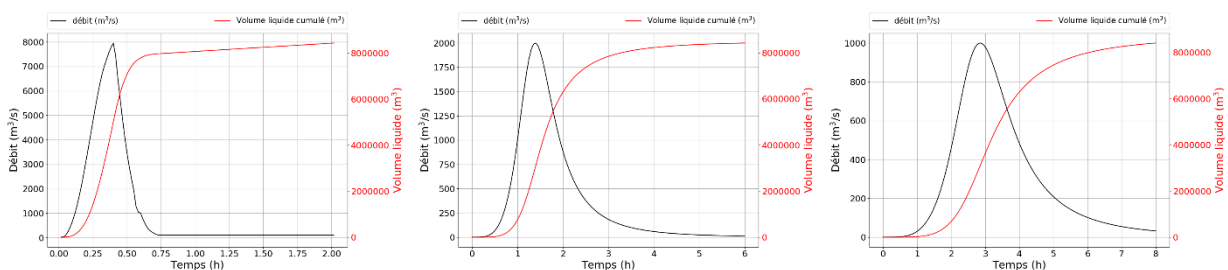


Figure 57 : Hydrogrammes injectés pour chacun des tests. Vol. de crue = 8,4 Mm³. (gauche) : Hyd 1 HEC-RAS / $Q_p = 7955 \text{ m}^3/\text{s}$ / $t_m = 0,4\text{h}$ (centre) : Hyd. 2 $Q_p = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ – $t_m = 1,39 \text{ h}$ (droite) : Hyd. 3 $Q_p = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ – $t_m = 2,85 \text{ h}$

On observe que le phénomène de « dent de scie » observé sur le profil en long lors du dernier test s'atténue lorsque le débit de pointe de l'hydrogramme diminue. Ceci semble donc confirmer que le modèle est susceptible de produire des résultats aberrants. Toutefois, on remarquera que le bruitage du profil intervient sur le linéaire aval, dans une portion où les évolutions du lit restent très modérées par rapport aux évolutions observées sur les deux premiers kilomètres.

N.B. : Il a été vérifié que le profil en dent de scie n'est pas imputable à un pas de temps de calcul trop élevé.

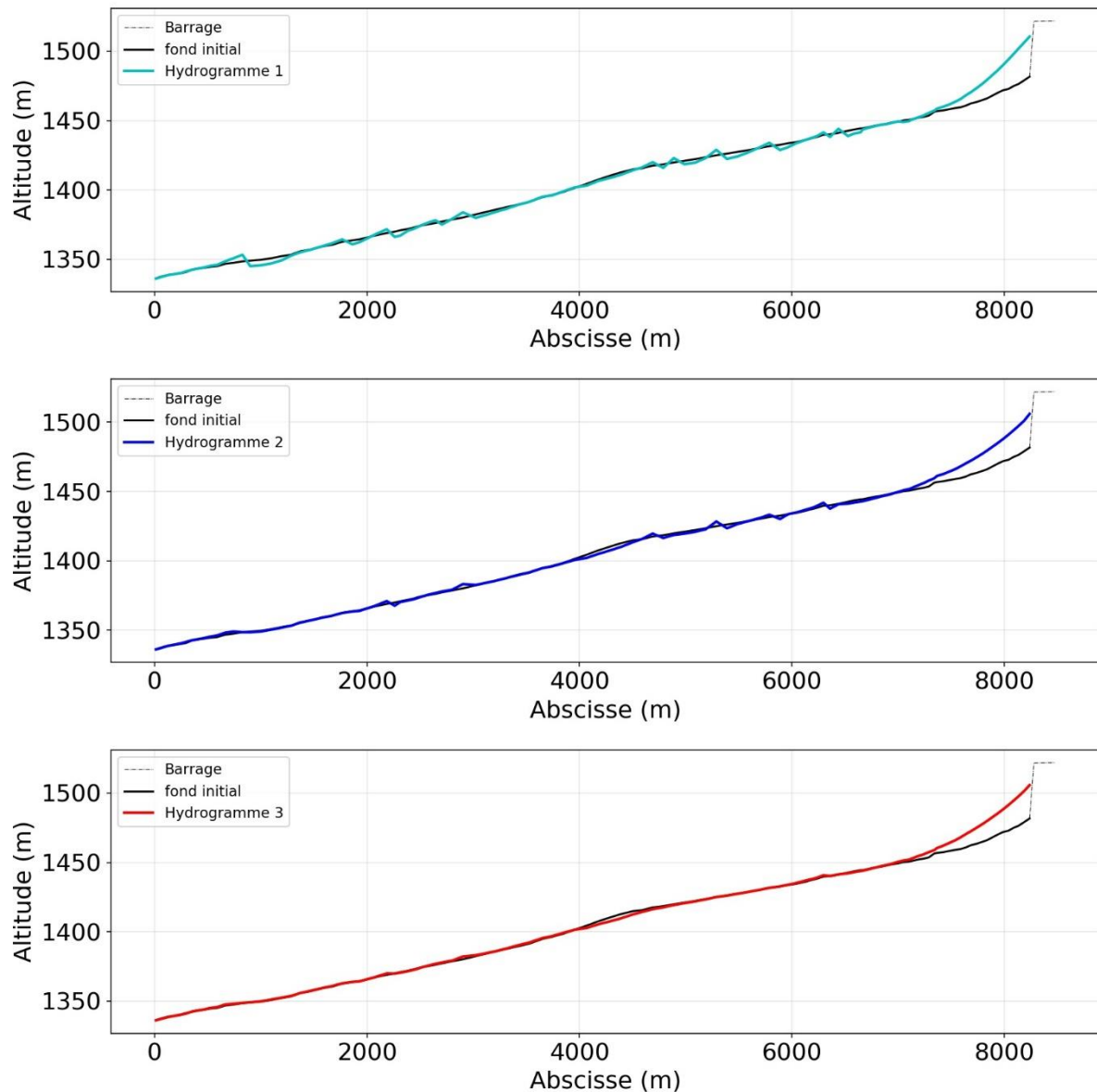


Figure 58 : Sensibilité aux couples temps de montée / débit de pointe

IV.8.2.b. Scénario 2

Pour le scénario 2, la topographie intègre le barrage dans le domaine de modélisation. L'injection est effectuée sur la crête du barrage avec un hydrogramme identique à celui du scénario n°1 et un sédimentogramme quasi nul (pente d'apport de 0,001 m/m).

On teste ici la sensibilité de l'évolution du fond de lit à différentes configurations de brèches : brèches rectangulaires de 15, 30 et 40 m ; brèche prenant l'ensemble du profil en travers sous le fond de lit initial (cf. figure suivante).

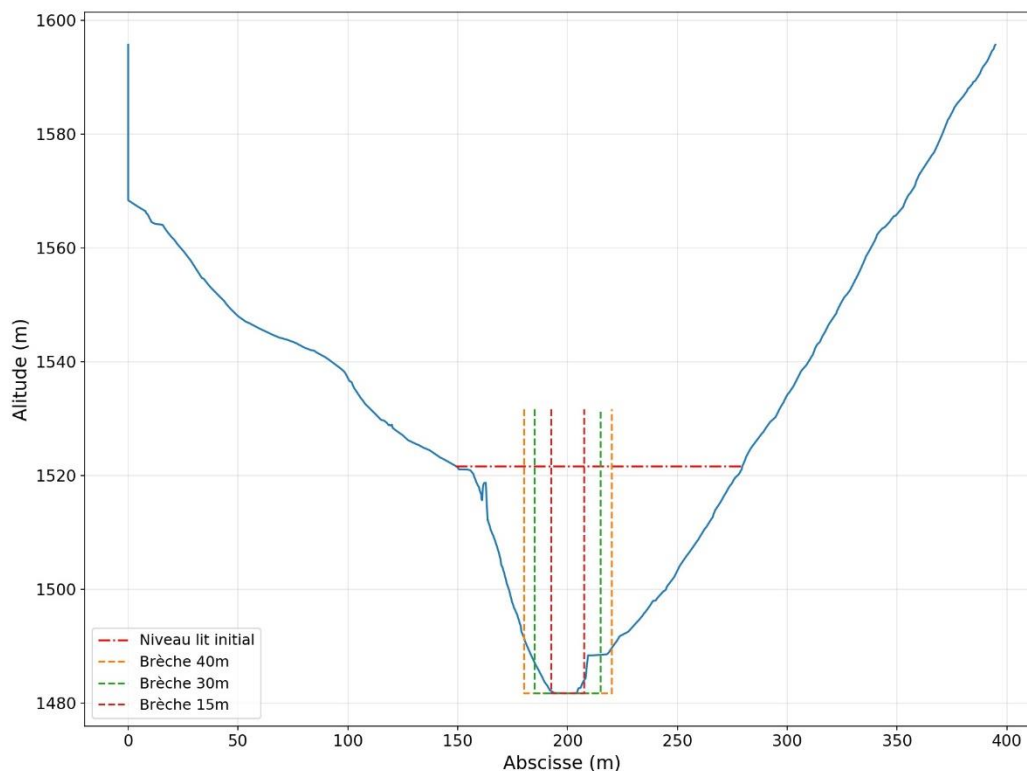


Figure 59 : Différents cas de brèches testés : brèches rectangulaires de 15, 30, 40 m et brèche prenant l'ensemble du profil en travers sous le fond de lit initial

Les résultats sont présentés ci-après. On ne représente que les deux premiers kilomètres, les différences entre étant négligeables à l'aval. On observe assez logiquement que plus la largeur de brèche est forte et moins la profondeur de brèche est forte. En considérant que la brèche prend l'ensemble du profil en travers sous le niveau de crête, la profondeur de brèche est de l'ordre de 8 m. Pour des brèches rectangulaires de 40 et 30 m, elle est respectivement de 18 et 23 m.

Pour une largeur de brèche de 15 m on observe un profil atypique avec une « contre marche ». Le profil s'est creusé au droit du barrage de 40 m (soit la hauteur du barrage). On retrouve directement à l'aval un dépôt un peu moindre que pour les profils de largeurs de brèche de 30 et 40 m avec une hauteur de 15,8 m contre 17,0 et 18,1 m. La forme de ce profil est liée à la différence importante de largeur entre la section érodée et la section aval responsable d'un différentiel de charge hydraulique aboutissant au final à un rééquilibrage du niveau de fond amont. La crue étant très courte, le différentiel de hauteur entre la section contractée et la section aval n'a pas le temps de se résorber en fin de crue.

En conclusion, une profondeur de brèche prenant la totalité de la hauteur du barrage ne semble possible que pour une largeur de brèche très faible. L'hypothèse testée ici, avec une brèche rectangulaire de 15 m de largeur

et 40 m de hauteur ne semble pas réaliste, et il est plus vraisemblable d'observer une forme de brèche trapézoïdale. Ainsi, il est très probable en réalité que la brèche en fin de crue n'atteigne par le fond du profil avant glissement et que les matériaux érodés dans la brèche se déposent dans les premiers kilomètres à l'aval de la rupture, ce qui rejoint les conclusions des modélisations effectuées avec Logichar.

Le débit de pointe calculé étant directement fonction de la hauteur de brèche, pris ici de manière sécuritaire à 40 m, il est aussi vraisemblable que le débit de pointe soit en réalité nettement moindre.

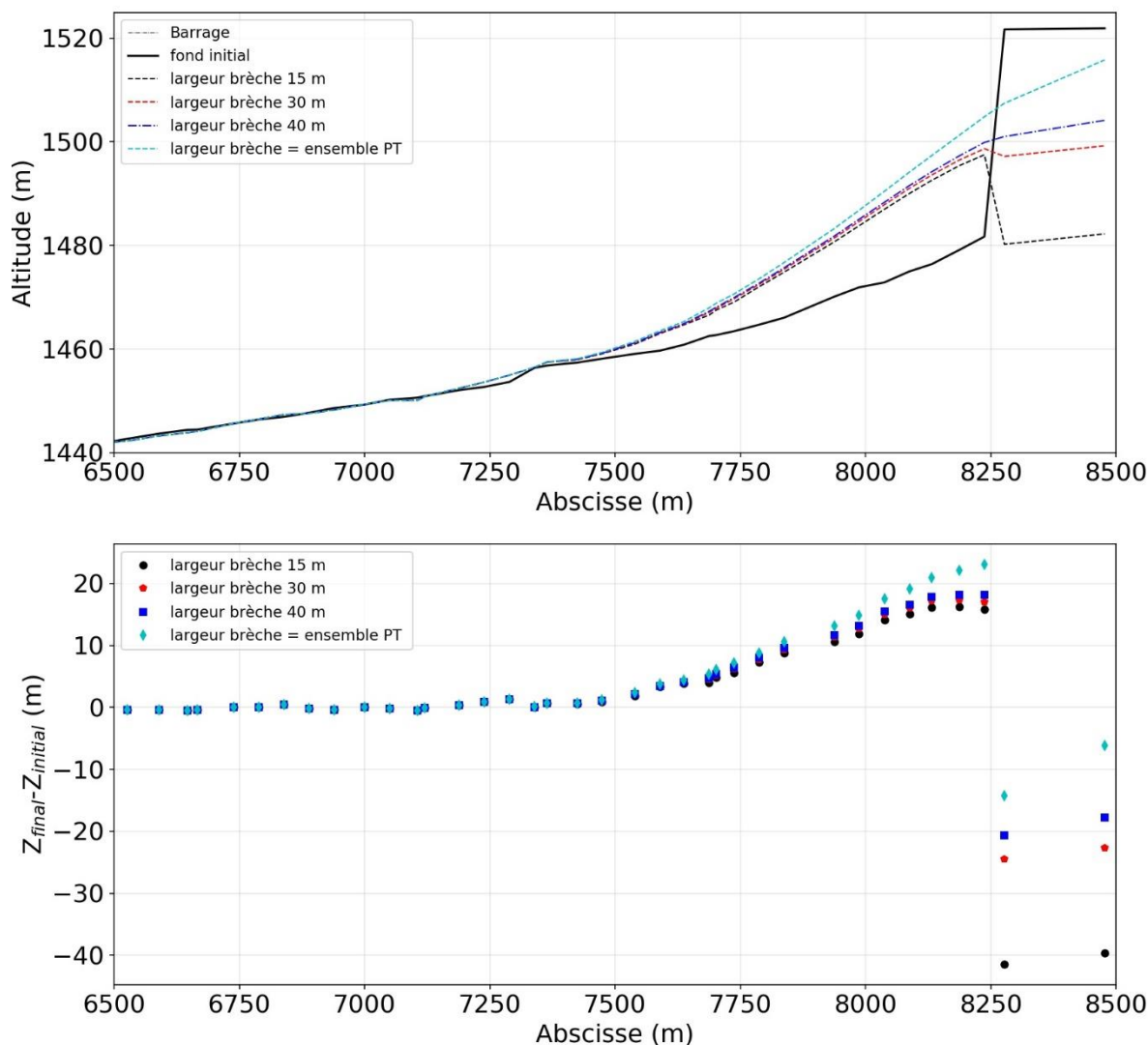


Figure 60 : Résultats d'évolution du fond pour les différentes largeurs de brèche testées

IV.8.2.c. Comparaison des résultats avec les logiciels INRAE

Une comparaison précise des résultats avec les autres modèles utilisés n'est pas possible pour les raisons suivantes :

- Chaque modèle a été utilisé de manière indépendante par chacun des experts impliqués sur ce travail avec des conditions aux limites et/ou des géométries qui peuvent différer ;

- Pour le modèle Logichar, il a été observé une distorsion du profil en long initial par rapport à celui utilisé avec RubarBE et EVOFOND. Il s'agit vraisemblablement d'une erreur de saisie qui fausse par conséquent les résultats d'évolution du fond.

On présente ci-après de manière superposée un résultat représentatif obtenu avec chacun des 3 modèles utilisés ; mais on se souviendra que chacun des résultats correspond à une condition aux limites et/ou une géométrie différente. Les résultats du modèle RubarBE correspondent à une injection de sédiments à l'équilibre, avec ici vraisemblablement une pente utilisée dans la formule de transport correspondant à la pente moyenne observée sur le premier kilomètre amont. On retrouve comme pour EVOFOND (cf. § IV.8.2.a.4) une tendance à un profil en « dent de scie ».

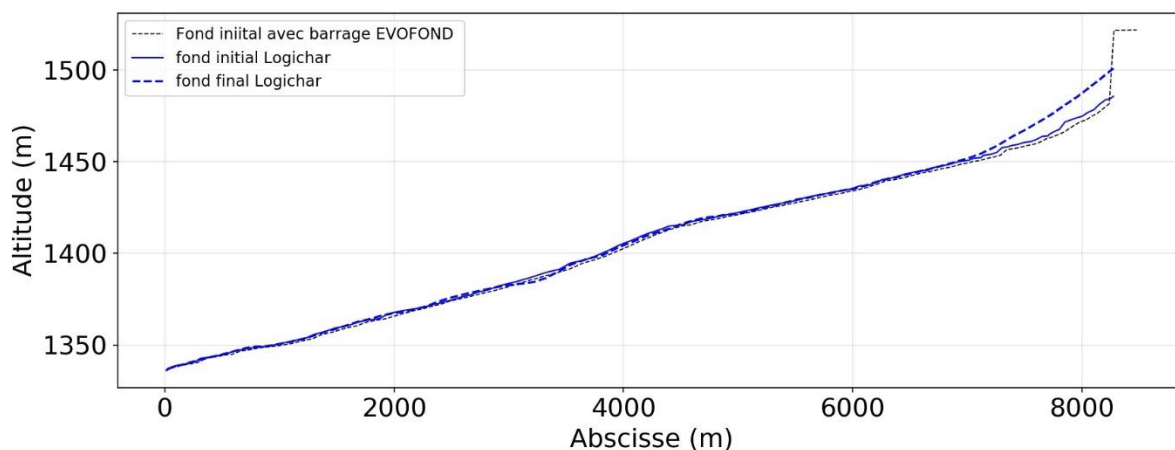
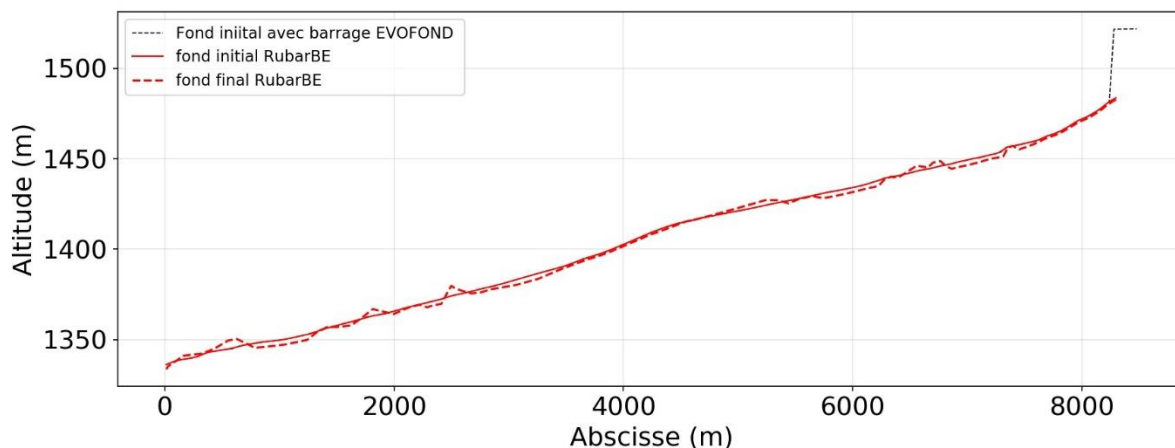
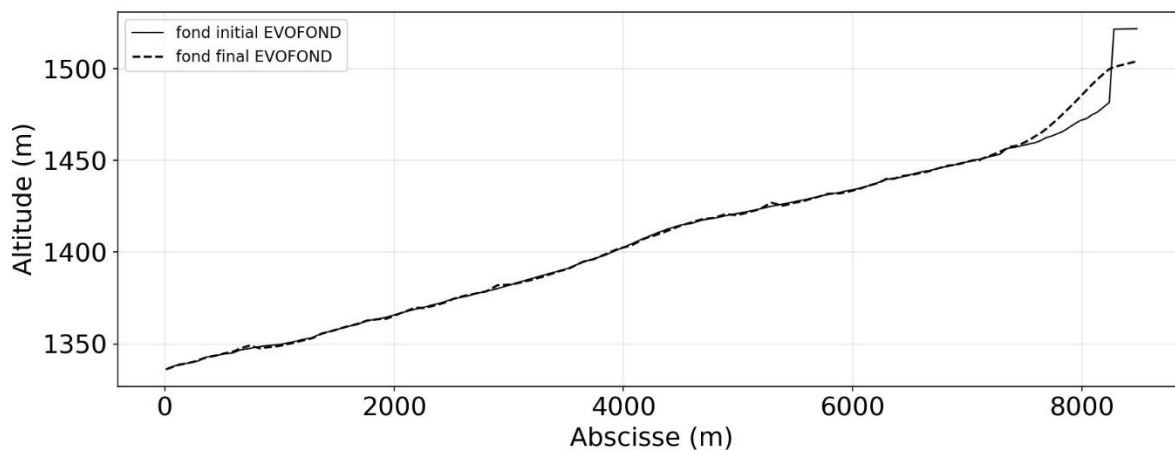


Figure 61 : Comparaison de l'évolution du fond à l'aval du barrage pour 1 scénario modélisé avec chacun des 3 modèles

haut : EVOFOND – Scénario 2 (avec prise en compte du barrage dans la géométrie du modèle) – Hydrogramme HEC-RAS – Sédimentogrammes nul – largeur de brèche 40 m section rectangulaire – fond inaffouillable à -1 m sous le profil initial

milieu : RubarBE – Hydrogramme HEC-RAS – injection de transport solide à l'équilibre – position du fond considéré comme inaffouillable non connue

Bas : Logichar – Hydrogramme et Sédimentogramme calculé avec Rubar3 – géométrie constituée de profils rectangulaires - position du fond considéré comme inaffouillable non connue

Les résultats présentés avec EVOFOND et Logichar donnent des évolutions de fond à l'aval du barrage présentant une même tendance : hauteur de dépôt à l'aval du barrage atteignant la cote 1500 m et dépôt concentrés sur les 2 à 3 premiers kilomètres. On rappelle que dans EVOFOND, le barrage est intégré à la géométrie du modèle avec un sédimentogramme injecté nul. Dans LOGICCHAR, le sédimentogramme est calculé avec le module de rupture de barrage intégré à RUBAR.

La hauteur de dépôt modélisée à l'aval du barrage avec EVOFOND décroît cependant plus vite, probablement en raison de la prise en compte de sections complexes interpolées sur le MNT et non de profils en travers rectangulaires simplifiés. Le profil LOGICCHAR est par ailleurs plus « lissé » sur l'ensemble du domaine de modélisation, ce qui s'explique très probablement en raison d'une représentation plus lissée des différentes sections entre les profils en travers et des mailles de calcul de faible taille (environ 2m)..

IV.9. Synthèse

Les principales conclusions tirées de ce travail sur le glissement du Pas de l'Ours sont les suivantes :

Méthodes de prédétermination du débit de pointe et des caractéristiques de brèche

La prédétermination du débit de pointe et des caractéristiques de brèche est un exercice particulièrement complexe soumis à des incertitudes très fortes, et ce d'autant plus comme au Pas de l'Ours lorsque la géométrie du barrage n'est pas connue. Faisant suite à une analyse du glissement et à des calculs sommaires, il a ici été pris en compte des hauteurs de barrages de 10, 20, 30 et 40 m. L'application des formules non spécifiques aux glissements aboutit à des estimations plus fortes de débit de pointe d'un facteur 2 à 3 (et à des temps de formation de brèche plus courts avec le même facteur), ce qui peut s'expliquer conceptuellement par le fait que les barrages artificiels en remblai sont en moyenne moins épais, avec des pentes de talus plus fortes et des matériaux plus homogènes. Pour une hauteur de barrage de 20 m, l'application de l'ensemble des formules (formules dédiés aux barrages artificiels et naturels, ainsi que formule de type régression ou courbe enveloppe) donne des débits de pointe compris entre 680 et 4 900 m³/s. En prenant en compte les formules spécifiques aux barrages issus de glissement les estimations de débit sont alors comprises entre 680 et 2750 m³/s. La hauteur du barrage influe logiquement considérablement sur les estimations. Pour un barrage haut de 40 m, les valeurs maximales obtenues avec les modèles de courbe enveloppe atteignent 8 000 m³/s. Compte tenu du faible nombre de relations disponibles dédiées aux barrages issus de glissements, la prudence reste cependant de mise et il reste donc conseillé de mener les modélisations de propagation d'onde de crue avec une approche par scénarios couvrant une large gamme de couples débit de pointe, durée d'ouverture de brèche.

Estimation de l'atténuation de l'onde de crue par méthodes sommaires

L'utilisation de méthodes sommaires de calcul de propagation de crue (CTGREF, NWS, USBR) conduit à des atténuations très fortes du débit de pointe quelle que soit la hauteur de barrage prise en compte. Dans le cas du Pas de l'Ours, le débit de pointe calculé à 30 km en aval de la rupture ne serait plus que de l'ordre de 17 à 43 % du débit de pointe de brèche (pour des barrages de 20 à 40 m de hauteur). A 5,7 km à l'aval le débit de pointe de crue serait quant à lui de l'ordre de 47 à 87 % du débit de pointe de brèche.

Modélisation de la propagation d'onde de crue avec des modèles hydrauliques

HEC-RAS

Le modèle HEC-RAS intègre un module de brèche qui a été utilisé sur le Pas de l'Ours et offre une alternative au calcul manuel de l'hydrogramme. L'hydrogramme de rupture est calculé avec une loi type déversoir en fonction de la cote initiale du plan d'eau et des caractéristiques de brèche (géométrie finale, temps et cinétique d'ouverture). Le temps d'ouverture de brèche peut être prédéterminé avec quelques formules empiriques citées dans le rapport. Sur le cas d'étude du Pas de l'Ours, il a été adopté une approche de modélisations par scénarios en considérant 4 hauteurs possibles de barrage (10, 20, 30 et 40 m) couplés à des temps de formation de brèche allant de 24 min à 1 heure. Il a par ailleurs été effectué des tests de sensibilité sur la rugosité, et l'intégration ou non des ouvrages des franchissements dans la géométrie du modèle. Les principales conclusions des modélisations sont listées ci-après :

- Débit de pointe : les scénarios de ruptures pour des barrages de 20 à 40 m donnent des débits de brèche très supérieurs à ceux de la crue historique de 1957. Alors qu'en 1957 le débit de pointe était estimé à 315 m³/s, les calculs donnent ici des débits de 600 à 8 000 m³/s. Pour une hauteur de barrage donnée, le débit de pointe est réduit de moitié en passant d'un temps de rupture de 24 min à 1 h, ce qui est logique le volume de crue étant identique.
- Atténuation du débit de pointe : à 5,7 km à l'aval du barrage, l'atténuation de crue est comprise entre 10 et 16 %. L'atténuation augmente avec le débit de pointe. La réduction la plus élevée du débit de

pointe est donc observée pour le cas d'une rupture de barrage de 40 m et un temps d'ouverture de brèche de 24 min. Ceci s'explique par des débordements plus importants en lit majeur où la rugosité est plus forte avec pour conséquent des vitesses de propagation plus faibles. Les paramètres de frottement et l'intégration ou non d'ouvrages de franchissement dans la géométrie du modèle jouent ici un rôle secondaire vis-à-vis du choix de hauteur de barrage.

- Vitesses et hauteurs : les vitesses obtenues dans le lit mineur sont potentiellement très importantes dans le cas des simulations de barrages de 20 m à 40 m et pour une formation de brèche en 24 min. Elles fluctuent dans le lit mineur à Aiguilles entre 5 m/s et 12 m/s et entre 3 m/s et 5 m/s dans les zones de débordement (comme au niveau de l'hôpital, dans le cas de la rupture d'un barrage de 40 m). Pour une telle gamme de vitesse, il est probable que les phénomènes d'érosion soient importants avec un remodelage de la géométrie de la géométrie du lit au cours de la crue, ce que les modèles numériques ne permettent pas de prendre en compte. Les hauteurs associées sont également fortes et peuvent atteindre jusqu'à 5 m en lit majeur dans la plaine rive droite de Château-Queyras. A ces hauteurs, il faut ajouter la part d'énergie cinétique ($V^2/2g$) qui est susceptible d'augmenter la remontée des niveaux d'écoulement sur les façades des bâtiments, notamment celles perpendiculaires à l'écoulement.

CastorDigue et les logiciels Rubar (3, 20, BE et 20 TS)

Comme pour les modélisations effectuées avec HEC-RAS, il a été pris en compte plusieurs hypothèses de hauteurs de barrages (10 à 40 m). La principale plus-value réside ici dans l'existence d'outils permettant de calculer l'hydrogramme de rupture à partir d'équations à base physique (module RUPRO intégré aux modèles RUBAR, et CastorDigue), et avec comme données d'entrée la granulométrie des matériaux du barrage, la largeur initiale de brèche, et la géométrie du barrage. Les principales conclusions sont récapitulées ci-après :

- Calcul de l'hydrogramme de rupture avec le module RUPRO : les calculs menés avec RUPRO donnent des hydrogrammes de rupture avec des débits de pointe très faibles, voire nuls, et donc largement inférieurs à ceux obtenus avec les formules empiriques ou avec le module de formation de brèche intégré à HEC-RAS. Pour exemple, pour un barrage de 40 m et $d_{50}=6$ cm, seule une brèche de largeur initiale 1 m donne des résultats conséquents mais toujours bien plus faible que ceux d'HEC Ras avec un débit de pointe de 1800 m³/s contre 8000 m³/s pour HEC-RAS. Les résultats s'expliquent par une érosion lente qui donne une durée d'ouverture de brèche supérieure à l'heure voire une absence d'érosion. Les résultats obtenus par Rupro sont très dépendants des paramètres d'érosion ; obtenir un hydrogramme équivalent à celui d'hec-Ras suppose de prendre des paramètres extrêmement pénalisants et sans doute peu réalistes sauf si les matériaux du glissement sont si hétérogènes qu'une partie du barrage peut être formée majoritairement de matériaux plus fins et facilement érodables.
- Atténuation du débit de pointe et propagation de l'onde de crue : l'atténuation du débit de pointe et le temps de propagation sont plus forts avec RUBAR3 et RUBAR20 comparativement à HEC-RAS. Ceci s'explique probablement par la modélisation de niveaux d'eaux supérieurs, notamment en amont de deux contractions du lit, avec des rugosités plus fortes en lit majeur.
- Hauteurs d'eau sans prise en compte de l'évolution du fond : les résultats obtenus avec l'ensemble des outils testés (CastorDigue, RUBAR3, RUBA20) sont cohérents avec ceux obtenus avec HEC-RAS hormis en amont de deux contractions importantes du lit. Dans ces secteurs les modèles RUBAR3 et RUBAR20 représentent des hauteurs d'eau beaucoup plus fortes liées à l'existence d'un point de contrôle dans les sections où la vallée se resserre avec passage en régime fluvial à l'amont. Le différentiel obtenu avec HEC-RAS ne provient a priori pas de la géométrie qui est la même dans le modèle RUBAR3. D'autres facteurs d'explication doivent être explorés comme la représentation des pertes de charge singulières entre chaque section.
- Evolution du fond de lit : l'intégration du transport de sédiments dans la vallée montre un impact faible sur la propagation des hydrogrammes mais des érosions et dépôts importants peuvent avoir lieu qui ont un impact sur le niveau d'eau local. Ces modifications altimétriques du fond du lit restent

cependant globalement secondaires par rapport à la hauteur d'écoulement. On notera toutefois que le scénario testé avec injection d'un sédimentogramme à l'équilibre (pente représentative du transport = pente moyenne sur le tronçon amont de modélisation) explique les faibles variations altitudinales sur la partie amont du profil en long. Les variations du niveau du fond sont donc ici étroitement liées aux variations de largeurs entre les différentes sections d'écoulement et aux hypothèses de position de niveau de fond inaffouillable.

Logichar

L'intérêt du modèle Logichar, est comme pour les modèles RUBarBE et Rubar20TS de coupler des modélisations hydrauliques avec des modélisations de l'évolution du fond. Pour les modélisations avec Logichar il a été pris en compte 4 hypothèses possibles de hauteurs de barrages avec 2 couples d'hydrogrammes/sédimentogrammes : (a) hydrogrammes, sédimentogrammes calculés par le module RUPRO pour chaque hauteur de barrage ; (b) hydrogramme calculé avec HEC-RAS avec débit solide injecté à l'amont à l'équilibre (pente de la formule de transport = pente du bief le plus en amont du modèle).

A l'exception de l'aval immédiat du barrage, pour lequel les simulations sur la base des hydrogrammes HEC-RAS mènent à un dépôt massif qui n'est pas observé pour les simulations sur la base des hydrogrammes Rubar 3, les tendances à l'érosion et au dépôt sont similaires sur tout le linéaire de la vallée, quelle que soit l'hypothèse retenue. Ces évolutions restent systématiquement limitées avec des érosions et de dépôts restant généralement inférieurs à 1 m lorsque le lac a été totalement vidangé. De façon attendue, le modèle traduit une tendance au comblement des zones en dépression et un arasement des zones en surélévation.

Les dépôts notables obtenus à l'aval immédiat du barrage avec l'hydrogramme HEC-RAS sont principalement dus au fait que la pente utilisée dans la formule de transport solide pour l'injection correspond à la pente du bief amont, laquelle est plus forte que la pente moyenne du premier kilomètre à l'aval du barrage

On retiendra enfin que les incisions et dépôts simulés restent relativement modestes au regard de l'intensité des propagations hydrauliques attendues.

Evofond

Les modélisations Evofond ont été réalisées en 2020 postérieurement à celles réalisées avec les autres modèles. On a ici testé deux scénarios possibles et différents de ceux déjà traités précédemment : (1) rupture de barrage haut de 40 m avec hydrogramme « HEC-RAS » et sédimentogramme dont le volume correspond au calcul géométrique du volume érodé dans la brèche ($h=40$, b en fond 15 m, section trapézoïdale avec fruit de 1, épaisseur de 230 m). (2) rupture de barrage de 40 m avec hydrogramme « HEC-RAS », intégration de la géométrie du barrage dans le modèle, et par conséquent débit solide nul en condition à la limite amont. L'originalité du second scénario réside dans le fait que l'érosion de la brèche est calculée au sein du modèle (principe identique à RUPRO). De nombreuses études de sensibilité ont été conduites sur chacun des scénarios : raffinement du maillage, paramètres granulométriques, formule de transport, position du fond inaffouillable, largeur / géométrie de la brèche.

Les deux scénarios testés conduisent à dépôt massifs à l'aval immédiat du barrage compris entre 16 et 35 m de hauteur. Or le débit de pointe utilisé en condition en limite amont correspond à une hypothèse de temps d'ouverture de brèche très rapide (24 min) et à une hauteur de brèche égalant la hauteur du barrage. Les résultats tendent donc à montrer qu'un débit de brèche de $8\,000\text{ m}^3/\text{s}$ est fortement improbable puisqu'il s'accompagne de dépôts massifs à l'aval immédiat du barrage, dépôts qui rendent impossible le creusement de la brèche jusqu'en fond du profil en travers. Ces résultats vont donc dans le sens : (a) de ceux obtenus avec le module de rupture RUPRO avec lequel les débits de rupture obtenus étaient beaucoup plus faibles ; (b) et

de ceux obtenus avec Logichar en utilisant les hydrogrammes et sédimentogrammes issus de RUPRO.

Les études de sensibilité montrent une sensibilité faible des résultats à la granulométrie (diamètres représentatifs), à la formule de transport utilisée, et au maillage. Les différences les plus significatives, sont observées dans le domaine du kilomètre à l'aval du barrage où sont observés les dépôts massifs. Il a par contre été noté une sensibilité très forte des résultats dans le cas du scénario n°2 à la géométrie de la brèche. Une brèche de très faible largeur provoque la modélisation d'une discontinuité dans le profil en long à l'interface entre la section aval du barrage et la brèche, s'expliquant par un rééquilibrage des charges (la charge spécifique est plus forte au sein de la brèche ce qui force le fond à évoluer vers le bas). A contrario une largeur de brèche plus forte, augmente le volume de matériaux érodés et par voie de conséquence la hauteur de dépôt à l'aval.

Enfin, ces tests ont mis en évidence, une sensibilité forte des résultats à la position du fond inaffouillable. Plus la position du fond considéré comme inaffouillable est basse et plus on obtient un profil en dent de scie, du même type que celui obtenu avec RubarBE, mais avec des irrégularités beaucoup plus marquées et sans aucun doute aberrantes. Des test complémentaires de sensibilités à l'hydrogramme d'injection montrent que ces instabilités numériques sont provoquées par le couple temps de montée, débit de pointe et qu'elles tendent à disparaître en prenant en compte des ruptures moins brutales.

V. CAS D'ETUDE 2 : RUPTURE DU BARRAGE NATUREL DE LA JOSEFINA (1993, EQUATEUR)

V.1. Introduction

V.1.1 Situation

Le cas d'étude de La Josefina est situé en Equateur, dans la partie centrale montagneuse Andine du pays. Le glissement de terrain a barré la rivière Río Paute à une vingtaine de kilomètres en aval de la ville de Cuenca, et à respectivement 15 et 60 km en amont de la ville de Paute et du barrage hydroélectrique d'Amaluza.

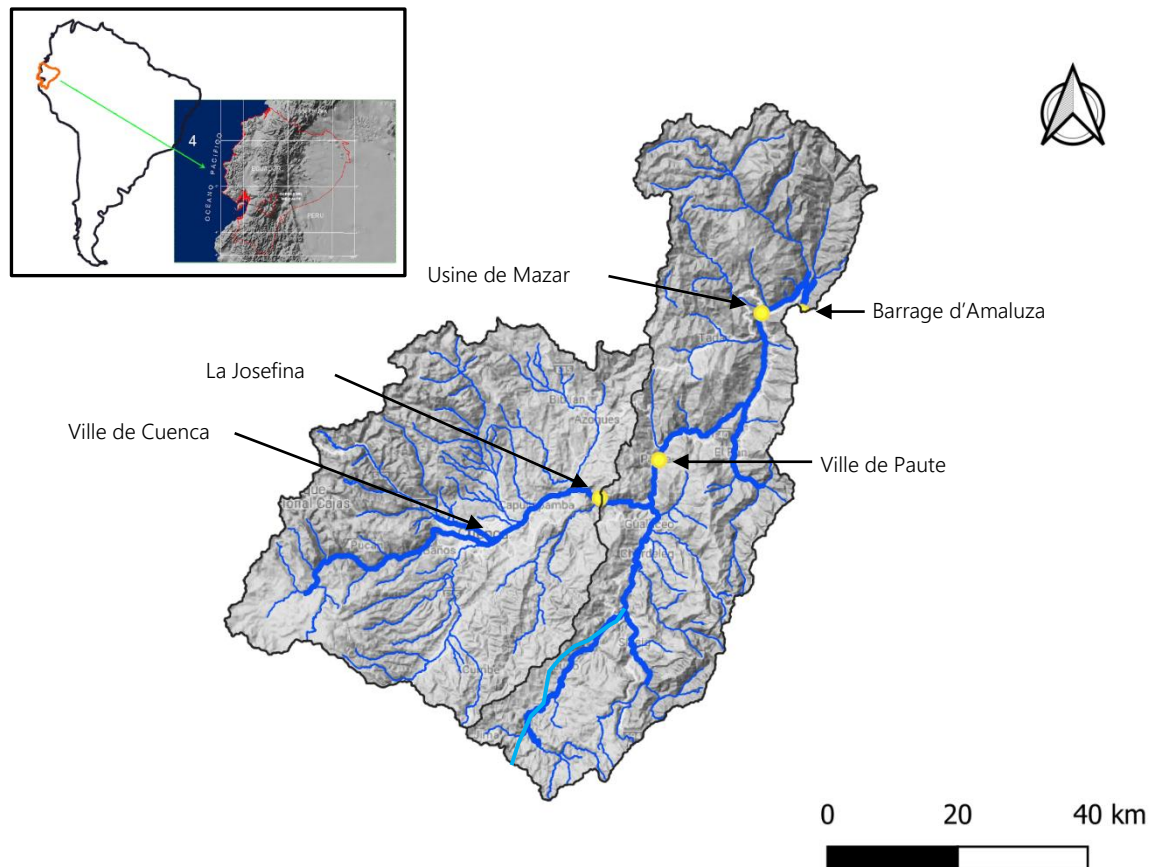


Figure 62 : Situation du cas d'étude de la Josefina – bassin versant du rio Paute

V.1.2 Présentation du site et des évènements [Cadier al., 1996]

V.1.2.a. Le glissement

Le 29/03/1993 vers 20h30 un glissement s'est produit barrant le cours d'eau en amont immédiat du confluent avec la rivière Jadán. Il a causé la mort de 35 personnes et provoqué la destruction de la route panaméricaine reliant les villes de Paute et Gualaceo à Cuenca.

La zone où s'est produit cet évènement fait partie du bord occidental d'un bassin sédimentaire interandin composé d'un mélange de roches sédimentaires, métamorphiques et volcaniques. Le glissement de terrain se serait produit en deux temps avec deux évènements successifs, ce qui semble corroboré par des essais sismiques. Le premier glissement comprenant des roches relativement peu disloquées a été recouvert quelques instants plus tard par un second glissement dans lequel le sol a été complètement remanié avec un mélange de blocs rocheux disloqués enchâssés dans une matrice fine. Le phénomène a dû être caractérisé par des vitesses très élevées. Des fragments de la route située en rive gauche ont en effet été retrouvés à plusieurs centaines de mètres sur la rive opposée et à une altitude plus élevée.



Figure 63 : Vue du glissement et du lac formé par le barrage du Rio Paute. (Photo C. Menéndez).

A : Arrachement / B : direction du glissement / C : Accumulation de débris / D : chenal de décharge creusé suite au glissement / E : lac

Le glissement de terrain semble dû à une conjonction de plusieurs facteurs : pluies du mois précédent l'évènement deux fois plus élevées que la normale, zone tectonique active, infiltrations d'eau, déstabilisation du pied de versant par des carrières, ...

L'évènement a occasionné la formation en 1 mois d'un lac de 200 Mm³. Les dégâts occasionnés par la submersion de la vallée en amont du barrage ont été très importants avec entre 800 et 1 000 ha de terrain inondés englobant terres agricoles, voie de chemin de fer, usine thermoélectrique ainsi qu'une partie de la banlieue de la ville de Cuenca.

V.1.2.b. Le creusement du canal de décharge

Dans l'objectif de limiter les effets de l'inondation due à la rupture du barrage, l'armée a creusé un canal d'écoulement de 18 m de profondeur. Le débit de pointe faisant suite à une rupture augmente en effet avec la hauteur d'eau stockée dans la retenue. Les travaux ont été arrêtés le 14 avril, vraisemblablement trop prématurément, puisque l'eau a commencé à s'écouler dans le canal qu'à partir du 23 avril. Alors que les experts prévoient une érosion régressive et le début de l'ouverture de la brèche dans les trois jours qui suivirent le début d'écoulement des eaux dans le canal, celle-ci n'a commencé qu'au bout de 7 jours.

V.1.2.c. La rupture du barrage

La rupture du barrage a débuté dans la matinée du 1^{er} mai. La retenue s'est vidangée en plus de 24 h libérant 175 millions de m³ d'eau dont 75 Mm³ entre 08h00 et 11h 00. Il a subsisté après rupture un lac résiduel de 40 m de profondeur d'un volume approximatif de 20 Mm³.

La pointe de crue a atteint la ville de Paute en une heure et demi et le barrage de l'Amaluza en 3 heures. Dans les tronçons inondés la hauteur d'eau était de l'ordre 6 à 8 dans les parties les plus larges. Elle a atteint jusqu'à 20 à 30 m dans les secteurs encaissés. Aucune victime n'est recensée, les habitants de la vallée ayant été évacués au préalable. La ville de Paute a par contre été détruite, de même que les infrastructures. La topographie de la

vallée a été profondément remaniée avec des dépôts alluviaux pouvant atteindre plusieurs mètres dus soit au transport solide généré pendant la crue, soit à des glissements de terrain secondaires liés au sapement des pieds de versant par la crue.

Le barrage d'Amaluza avait été vidé au maximum par le gestionnaire qui avait baissé son niveau de 31 m ce qui lui permettait de stocker un volume de de crue de 51 Mm³. Le débit maximum entrant dans la retenue n'était plus que de l'ordre de 8 000 m³/s avec un débit déversé maximum de 5 000 m³/s pour une capacité de l'évacuateur de crue de 7 700 m³/s. On estime enfin qu'un volume de sédiments de 1,2 Mm³ a pénétré dans le barrage.

V.1.3 Objectif du travail effectué sur le cas d'étude

Ce cas d'étude bien documenté avec une rupture de barrage qui s'est produite est l'occasion de tester l'ensemble des approches de prédétermination recensées dans la partie bibliographique et de les confronter aux valeurs observées :

- Indices de stabilité de barrage ;
- Prédétermination du débit de pointe de crue ;
- Temps d'ouverture de la brèche ;
- Caractéristiques géométriques de la brèche.

Il existe également sur ce site d'étude des reconstitutions d'hydrogrammes de crue et des profils en long de dépôt de matériaux. On pourra donc tester les approches sommaires (méthodes CTGREF, NWS et USBR) et les modèles hydrauliques capables d'appréhender l'évolution du fond de lit afin d'étudier et de comparer, les propagations d'ondes crue, les évolutions de fond de lit au cours de la crue, et les hauteurs d'eau maximales atteintes.

V.2. Synthèse des données récoltées

V.2.1 Chronique des évènements

Date / Heure	Evènement
29/03/1993 à 20h30	Glissement de terrain Glissement d'un pan entier d'une montagne appelée "Parquiloma" (connue localement sous le nom de "Cerro Tanmga") et située au nord du rio Paute à une vingtaine de km en aval de la ville de Cuenca, s'est effondré, tuant au moins 35 personnes et détruisant une route vitale et unique qui permettait de relier les villes de Paute, de Gualaceo et le barrage de l'Amaluza, à Cuenca et au reste du pays.
Jusqu'au 14/04/1993	Creusement d'un canal de décharge L'armée a creusé un canal d'écoulement de 18 m de profondeur, de 6 m de largeur à sa base et de 407 m de longueur. Jusqu'à 21 engins de terrassement ont enlevé 165 000 m ³ de matériaux en 13 jours. Le rabaissement de la crête de près de 20 m a évité l'inondation de 250 ha supplémentaires en amont. Si l'on n'avait pas creusé ce canal, le volume de la retenue aurait atteint 330 millions de m ³ et le débit, au moment de la rupture, aurait été proche de 30 000 m ³ /s avec des conséquences encore plus graves (Zevallos, 1993).

23/04 au 30/04	<p>Écoulement et érosion régressive dans le canal</p> <p>L'eau a commencé à s'écouler par le canal le 23 avril. Les experts prévoyaient une durée d'un à trois jours pour que le seuil d'érosion régressive remonte les 407 m du canal, atteigne son extrémité amont et provoque la rupture du barrage. Il en aura fallu sept au cours desquels le canal aura été sans cesse obstrué par les éboulements qui, en amont, ont fait remonter le niveau du lac de quatre mètres.</p> <p>A noter le 30/04 à 17h30 le tir de missiles anti-char, pour tenter, sans succès, de fissurer un gros bloc qui obstruait le canal.</p>
01/05/1993 05h30 Au 02/05	<p>Rupture du barrage</p> <p>Le 1er mai au matin, à 5h30 le débit est estimé à environ 200 m³/s. Puis tout va très vite. Le processus de rupture est amorcé. À 7h15, les mesures limnimétriques indiquent que le niveau du lac commence à baisser. À 8h00, la télévision montre des images impressionnantes des écoulements et de l'érosion du barrage. Entre 9h et 10h, on observe une baisse du niveau du lac de plus de 4 mètres, ce qui correspond à un volume évacué de 30 millions de m³ et donc à un débit moyen proche de 9 000 m³ / s. Les estimations du débit maximum, qui ont eu lieu vers 9h 40, oscillent entre 9 000 m³/s et 14 000 m³/s. Il aura fallu 24 heures supplémentaires pour que l'écoulement atteigne un régime d'équilibre.</p>

Tableau 11 : Chronique des événements faisant suite au glissement de la Josefina

V.2.2 Profil en long avant et après rupture de barrage

On présente ci-après le profil en long de la rivière Rio Paute (Equateur) en aval immédiat du barrage naturel qui s'est formé suite au glissement du 29/03/1993. Les pentes du cours d'eau sont comprises entre 0,4 et 1,0 %, les pentes les plus fortes étant observées en aval immédiat du barrage sur 4 500 m et en amont du barrage d'Amaluzá. Les pentes du cours d'eau sont relativement faibles avec un premier bief à l'amont pouvant rentrer dans la gamme de pente des rivières torrentielles.

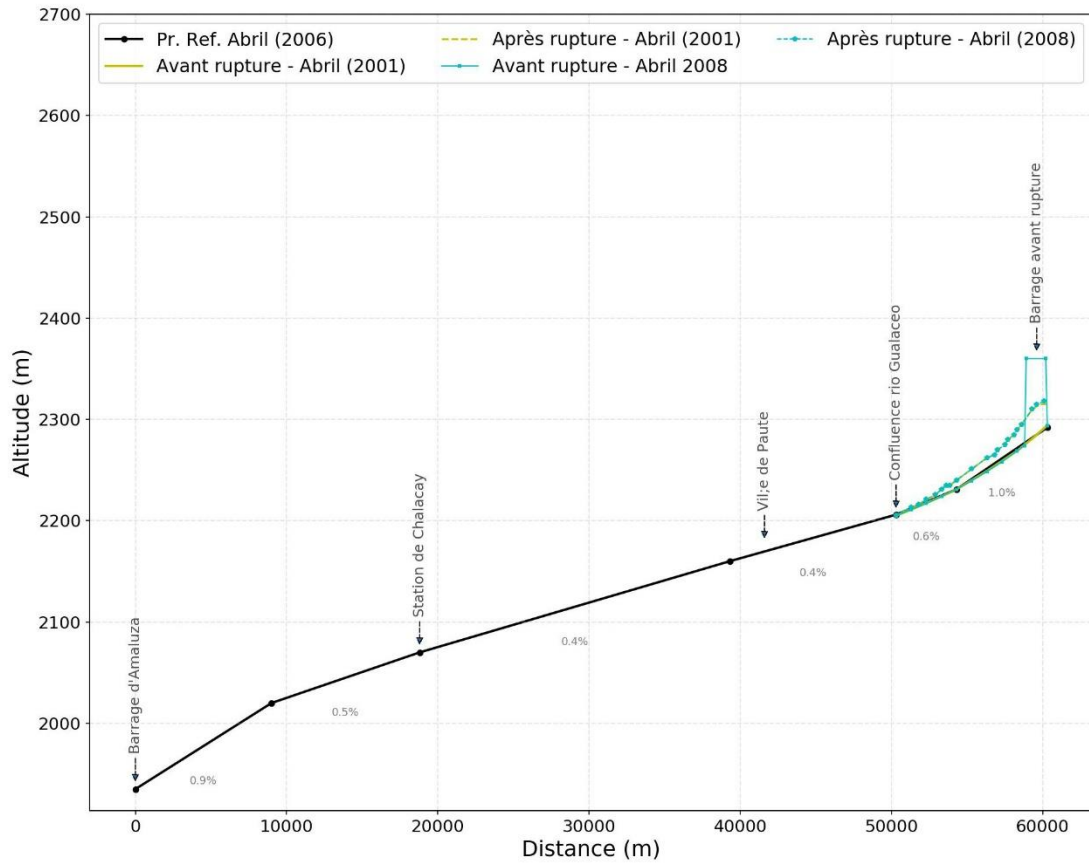


Figure 64 : Profil en long du Rio Paute (d'après ABRIL, 2001, 2006 et 2008)

Le profil en long détaillé dans les 15 km en aval du barrage illustre la taille très importante du barrage tant au niveau de son épaisseur (environ 1 km) que de sa hauteur. Les caractéristiques géométriques du barrage expliquent l'importance des dépôts observés avec des hauteurs de l'ordre de 40 m en aval immédiat de la brèche !

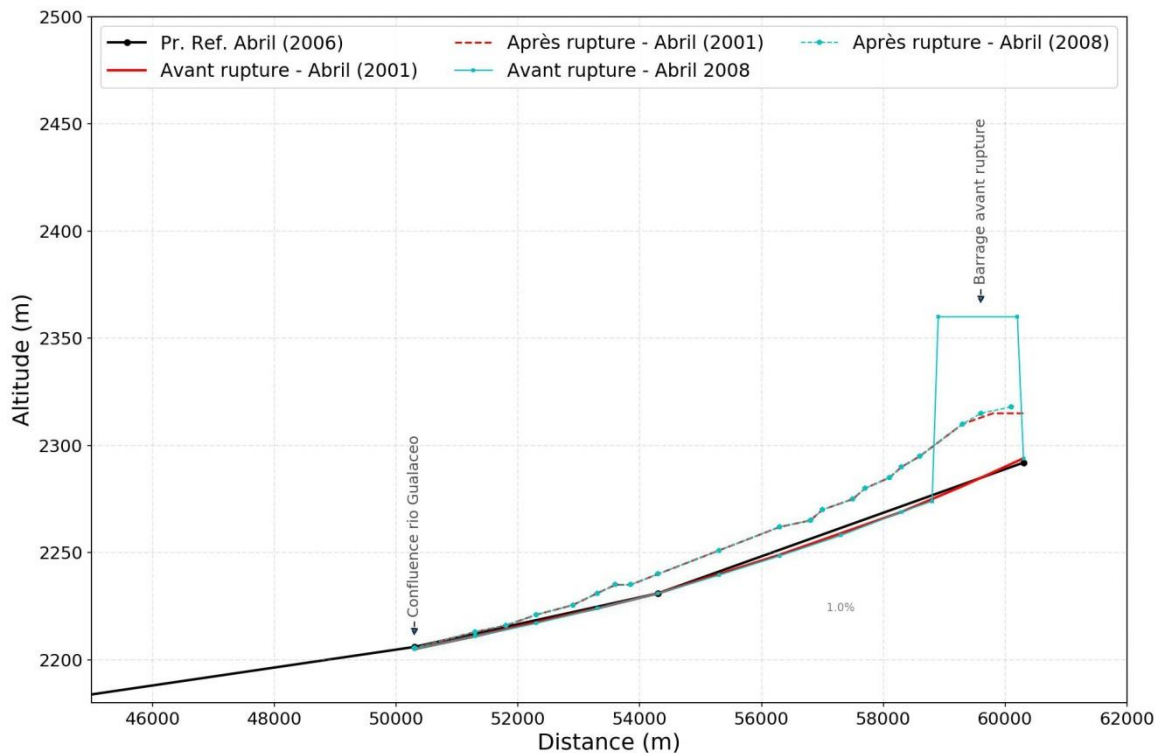


Figure 65 : Détail de la zone amont où principales évolutions du fond de lit ont été observées

V.2.3 Hydrogrammes

Les estimations de débit de pointe réalisées post-crise oscillent entre 8 000 et 14 000 m³/s (cf. tableau suivant). Plusieurs hydrogrammes reconstitués ont été retrouvés. Ils sont tous très proches, tant au niveau de la forme que du débit de pointe.

Le temps de montée de crue décrit par l'ensemble des auteurs est de l'ordre de 3 à 4 heures. On note également un travail de modélisation numérique « inverse » effectué par Abril (2006) ayant permis de reconstituer les hydrogrammes de crue en entrée du barrage d'Amaluza (60km en aval) et au niveau de la station de Chalacay, et au niveau de la rupture de barrage à partir des mesures de débits déversés au niveau de l'évacuateur de crue.

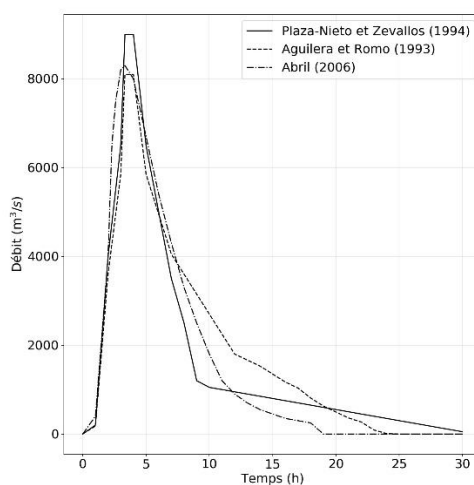


Figure 66 : Hydrogrammes de crues reconstitués au niveau du barrage de la Josefina

Paramètre	Source	Valeur
Q_p (m ³ /s)	Cadier et al. (1996)	Entre 9 000 et 14 000 m ³ /s
	Plaza-Nieto et Zevallos (1994)	9 000 m ³ /s
	Aguilera et Romo (1993)	8 100 m ³ /s
	Abril (2006)	8 300 m ³ /s
T_f (h)	Cadier et al. (1996)	4 h entre le début de la rupture et le débit de pointe 24 h entre le début de la rupture et la vidange du barrage
	Plaza-Nieto et Zevallos (1994) - Hydrogramme	Temps de montée de 3h30
	Abril (2006)	Temps de montée de 3h30
Q_x/Q_{max}	Abril (2006)	Simulation inverse à partir des débits déversés au niveau du barrage d'Amaluza. $Q_{max} = 10\,500$ m ³ /s Q calculé à Chalacay env. 9 800 m ³ /s, soit $Q_x/Q_{max} = 93$ % Q calculé à Amaluza env. 9 300 m ³ /s soit $Q_x/Q_{max} = 86$ %

Tableau 12 : synthèse des données hydrauliques.

V.2.4 Granulométrie

Selon Zevallos et al. (1996), les observations réalisées à la surface du barrage avant rupture révèlent que les dépôts étaient principalement constitués de blocs de 0,4 à 1,0 m d'épaisseur en mélange avec une matrice beaucoup plus fine de granulométrie comprise entre 0,1 et 30 mm. La matrice constituait en certains endroits jusqu'à 70% du volume total de sédiments.

Les observations réalisées après rupture 40 m en aval du barrage ont quand elle montré que le matériel était constitué de blocs jusqu'à 1 m de diamètre enchâssés dans une matrice dont les plus gros grains n'excédaient pas 6 cm. La matrice représentait entre 25 à 40 % du volume total des sédiments. D'après des mesures granulométriques en laboratoire (cf. Figure 68), le diamètre des grains de la matrice était compris entre 0,075 et 50 mm tandis que le diamètre des blocs oscillait entre 6 et 60 cm. Mais les différentes courbes granulométriques mettent surtout en évidence une variabilité spatiale très grande des dépôts.



Figure 67 : Aspect du dépôt avec blocs anguleux en surface (source : Zevallos et al., 1996)

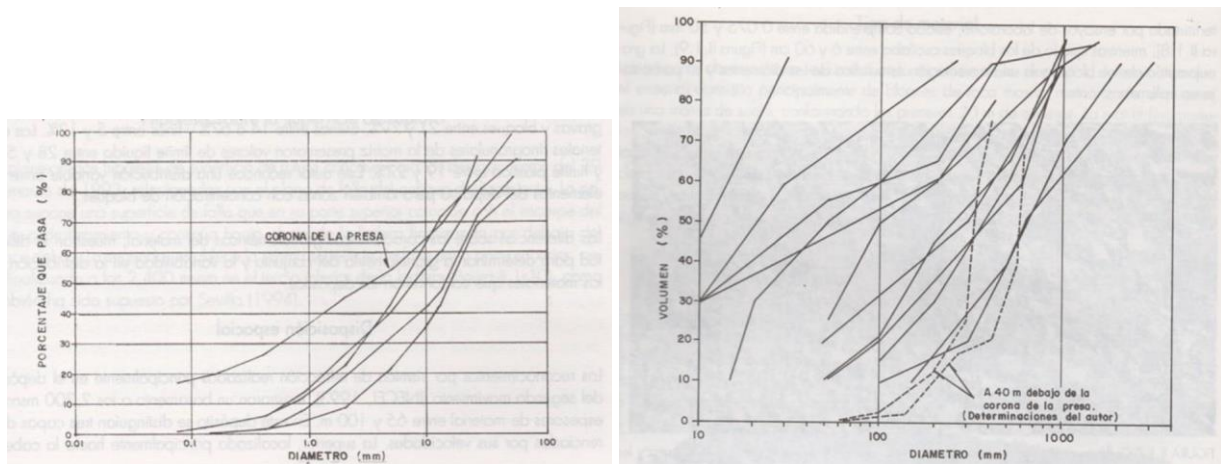


Figure 68 : Courbes granulométriques de la matrice (à gauche) et des blocs (à droite). Source : Zevallos et al., 1996

Cadier et al. (1996) rapportent par ailleurs l'existence de plusieurs modélisations physiques réalisées antérieurement à la rupture pour apprécier les caractéristiques de la rupture. Les caractéristiques moyennes adoptées pour les modélisations sont :

- Etendue granulométrique de 0,1 mm à 2,0 m
- $D_{50} = 100$ mm
- $D_{90}/D_{30} = 30$

Zevallos (1993) a utilisé deux granulométries avec D_{50} de 25 et 10 cm qui conduisent à deux hypothèses de rupture. Rivero et Martin (1993) ont quant à eux retenu un D_{50} de 15 cm.

V.2.5 Caractéristiques du barrage et de la brèche

Suite à une revue bibliographique, le tableau suivant synthétise les principales caractéristiques du barrage et de la brèche.

Paramètre	Source	Valeur
H_b (m)	Abril (2006) – Profil en long	42 m mesuré à l'amont
	Cadier et al. (1996) – PT	70 m (moyenne de hauteur RG et RD) = profil reporté après la rupture
	Cadier et al. (1996) – données textuelles	Z_{fond} avant glissement = 2280 m Z_{fond} de retenue après rupture = 2322 m → $H_b = 42$ m
H_w (m)		→ $H_b = 42$ m (pris égal à H_b)
H_d (m)	Abril (2006) – Profil en long	71 m mesuré à l'amont
	PT	Max : 116 m à l'axe du cours d'eau avant glissement. Ne tient pas compte du canal creusé. 83 m entre le fond de canal et l'axe du fond de lit avant glissement
	Texte	Z_{fond} canal = 2357 m Z_{fond} avant glissement = 2280 m → $H_d = 77$ m
V_w (m ³)	Cadier et al. (1996)	175 Mm ³ Lac résiduel d'env. 20 Mm ³ et de 40 m de profondeur
S (m ³)	Cadier et al. (1996)	200 Mm ³
E_l (m)	Zevallos et al. (1993) – P. travers	AA' : 695 m en moyenne / BB' : 520 m
	Cadier et al. (1996) - texte	600 m
E_w (m)	Abril (2006) – Profil longitudinal glissement	550 m en crête 900 m à la base
	Zevallos et al. (1993) – Profil longitudinal	1 085 m à la base (au niveau du lit avant glissement) 830 m au niveau du fond de lit 11/1993 après rupture
	Cadier et al. (1996) - texte	1 100 m
	Abril (2006) – Profil en long	1 300 m
V_{lan} (m ³)	Zevallos et al. (1993)	Volume total du glissement : 19,4 Mm ³ Volume érodé suite à la rupture : 1,6 Mm ³
B (m)	Cadier et al. 1996	Largeur au fond : 61 m
		Largeur en gueule : 185 m

H_b : hauteur de la brèche / H_w : hauteur d'eau au dessus du fond de brèche / H_d : hauteur du barrage / V_w : volume d'eau stocké en amont de la brèche / S : Capacité du barrage / E_l : longueur du barrage (perpendiculairement à la vallée) / E_w : Largeur du barrage / V_{lan} : volume du glissement / B : largeur de la brèche

On décrit également ci-après les caractéristiques du canal creusé dans le barrage naturel pour limiter le niveau de remplissage à l'amont et ainsi atténuer l'intensité des impacts lors de la rupture, et celles de la brèche telles que décrites dans l'article de Cadier et al. (1996).

Caractéristiques	Canal creusé	Brèche après rupture
Largeur à la base	6 m	61 m
Profondeur moyenne	24,5 m	70 m
Fruit RG	1,0	1,1
Fruit RD	1,3	0,9
Hauteur RG	30 m	57 m
Hauteur RD	19 m	83 m
Longueur	407 m d'après Cadier et al. 1996	Env. 625 m d'après Abril (2006)
Aire profil en travers	803 m ²	9 001 m ²
Volume déblai / érodé	327 000 m ³ (calcul LxS) 165 000 m ³ d'après Cadier et al. (1996)	5,63 Mm ³ (calcul LxS)

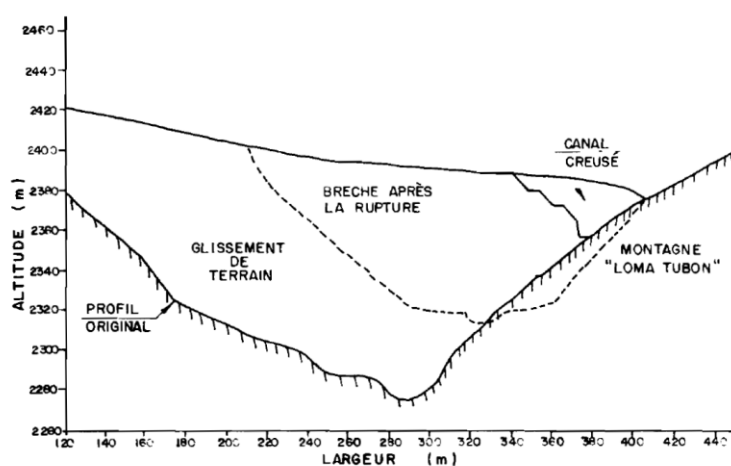


Figure 69 : Profil en travers du canal creusé et de la brèche après rupture.
Source : Cadier et al. 1996 d'après Aguilera et Romo (1993)

V.2.6 Volume de sédiments transporté

Le volume de sédiments érodé au niveau du barrage naturel est estimé à 5,6 Mm³ (cf. § précédent). A noter également d'après l'article de Cadier (1996) qu'un volume de sédiments estimé à 1,2 Mm³ a pénétré dans le barrage d'Amaluza.

V.3. Prédétermination des caractéristiques de la rupture à partir des approches sommaires

V.3.1 Préviation de la stabilité

Dès le lendemain du glissement de terrain le gouvernement équatorien a fait appel à de nombreux conseillers techniques, dont certaines équipes étaient étrangères, avec mise en œuvre de modèles physiques et numériques. Selon les différentes équipes, le délai avant rupture devait être compris entre 3 et 15 jours. Une équipe a même soutenu que la rupture ne se produirait pas.

L'objectif est ici de tester les différents indices géomorphologiques de stabilité recensés dans la partie bibliographique de ce rapport afin de déterminer s'ils apportent une aide au diagnostic. Les résultats sont présentés ci-après.

Bien que le barrage de la Josefina ait été épais, aucun des indices géomorphologiques calculé ne conclut à la stabilité du barrage. Au mieux, les prédictions données par certains indices donnent un classement « incertain ». A noter sur les modèles logistiques établis par Dong. Et al. (2011) une probabilité de rupture comprise entre 0,87 et 0,99.

Ces résultats ne sont finalement pas étonnants, les études statistiques menées au niveau mondial sur des barrages issus de glissement de terrain ayant montré que 85% des barrages ont cédé dans un délai n'excédant pas 1 à 2 ans suivant leur formation. La stabilité à long terme d'un barrage faisant suite à un glissement de terrain doit donc être considéré comme un exception.

COURS D'EAU : Josefina			
$V_d = 1.9E+7 \text{ m}^3$			Vol. du barrage barrant la vallée
$V_l = 2.0E+6 \text{ m}^3$			Volume de la retenue d'eau
$A_b = 2442 \text{ km}^2$			Hauteur d'eau / fond de brèche
$H_d = 100 \text{ m}$			Hauteur finale de la brèche
$Q = 740 \text{ m}^3/\text{s}$			Hauteur barrage depuis fond de rivière
$E_l = 600 \text{ m}$			Longueur du barrage
$E_w = 1000 \text{ m}$			Largeur moyenne du barrage
$S = 0.01 \text{ m/m}$			Pente long. locale au droit du barrage
$\Delta H = 2040 \text{ m}$			Diff alt. sommet BV au point d'obstruction
Méthode	Variables	Resultat	Interprétation
BI - Canuti et al., 1998	Vd, Ab	3.9	INCERTAIN
DBI - Ermini et Casagli, 2002	Hd, Ab, Vd	1.9	INSTABLE
HDSI - Tacconi Stefanelli et al. 2016	Vd, Ab, S	5.9	INCERTAIN
II - Casagli et Ermini (1999) / Seuil Korup (2004)	Vd, Vl	0.98	INSTABLE
IS - Korup (2004)	Hd, Vl	-0.3	INCERTAIN
BI - Korup (2004)	Hd, Ab	0.6	INSTABLE
RI - Korup (2004)	Delta H, Hd	-1.3	INSTABLE
DSAHWL - Dong. Et al. 2011	A, Hd, Ew, E	-4.5	INSTABLE
DSQHWL - Dong. Et al. 2011	Q, Hd, Ew, E	-1.0	INSTABLE
Modèle logistique AHWL - Dong et al. (2011)	A, Hd, Ew, E	0.99	Resultat = Probabilité rupture
Modèle logistique QHWL - Dong et al. (2011)	Q, Hd, Ew, E	0.87	Resultat = Probabilité rupture

Figure 70 : Application des différents indices de stabilité recensés sur le cas de la Josefina

Concernant le temps avant rupture, l'étude de Korup (2004) montre l'absence de lien évident entre le volume du glissement et le temps avant rupture. Les retours d'expérience menés à l'échelle mondiale montrent par ailleurs que 92 % des barrages issus de glissement ont cédé par surverse. Dans le cas de la Josefina, en prédétermination, ce mode de rupture aurait bien sûr été privilégié compte tenu de l'épaisseur du barrage (env. 500 à 1000 m en crête). La meilleure manière d'appréhender le problème du temps avant rupture est donc d'étudier le temps de remplissage de la retenue, ce qui a été fait par les experts lors de la crise.

Cadier et al. (1996) souligne à juste titre l'importance de l'estimation du débit entrant dans la retenue. Dans le cas de la Josefina, les débits ont été surestimés, réduisant de plusieurs jours le temps dédié au creusement d'un canal de décharge.

V.3.2 Débit maximum au niveau de la brèche

L'objectif de paragraphe est de tester les formules de prédétermination du débit de pointe au cours de la rupture. On rappelle que les estimations effectuées par les experts suite à la rupture oscillent entre 8 000 et 14 000 m³/s. On structure le paragraphe en testant les relations par ordre de complexité croissante.

V.3.2.a. Débit = f(Hauteur)

Les formules qui ne font intervenir que la hauteur sont d'un usage incertain. En effet, dans le cas de ruptures de barrages épais issus de glissement de terrain, la hauteur de brèche est vraisemblablement limitée par le dépôt des matériaux érodés directement à l'aval de l'ouvrage, d'autant plus si le barrage est épais. L'hypothèse hauteur de brèche = hauteur du barrage est donc une hypothèse pessimiste. En prenant en compte une hauteur de barrage de 77 m, les débits de pointe estimés sont compris 12 000 et 84 000 m³/s (moyenne de 37 000 m³/s) surestimant donc largement le débit de pointe observé.

Sur la base de la hauteur de brèche réellement observée, soit 42 m, les estimations sont comprises entre 4 000 et 17 000 m³/s, entourant donc de manière relativement satisfaisante les bornes des estimations.

A noter également que l'utilisation de formules adaptées aux glissement de terrain donne des estimations plus faibles, comprises entre 4 000 et 15 000 m³/s, alors que les valeurs issues des formules dédiées aux barrages artificiels en remblai donnent des résultats compris entre 11 000 et 17 000 m³/s.

Enfin l'usage de formules de type courbe enveloppe (ou IC95%) donnent logiquement des estimations très fortes, ici comprises entre 17 000 et 335 000 m³/s, dépassant donc largement les observations.

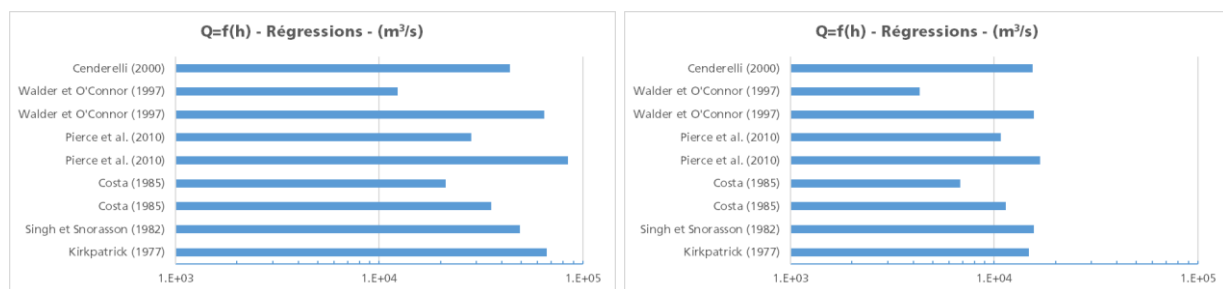


Figure 71 : Estimations $Q_p=f(h)$ – gauche : avec $h=77$ m / droite : avec $h = 42$ m

V.3.2.b. Débit = f(Volume)

Les formules faisant appel au volume de la retenue sont ici plus faciles à utiliser puisque quand bien même la hauteur de brèche n'atteindrait pas la hauteur du barrage, le volume résiduel dans la retenue serait faible si l'hypothèse est faite de sections triangulaires ou trapézoïdales. On considère donc ici la capacité de la retenue jusqu'à la crête du barrage soit 200 Mm³.

Les estimations sont comprises entre 7 600 et 18 300 m³/s entourant là encore de manière satisfaisante les bornes des estimations post-crue. Pour un volume pris en compte de 175 Mm³ (volume de la retenue effectivement vidangée), les estimations sont comprises entre 7 300 et 17 300 m³/s.

Comme dans le cas précédent l'utilisation de relations de type courbe enveloppe donne des estimations très supérieures aux observations (débits compris entre 53 000 et 288 000 m³/s).

Les 2 modèles de régression testés spécifiques aux barrages issus de glissement et utilisant le volume en entrée sont : celui de Walder et O'Connor (1997) et celui de Cenderelli (2000). Ce dernier a été établi à partir du même jeu de données que celui de Walder et O'Connor mais avec une correction d'un biais lié à un ajustement en échelle log, se traduisant par des valeurs systématiquement supérieures d'un facteur 2. Pour la Josefina les estimations avec ces deux formules sont respectivement de 10 500 et 22 400 m³/s.

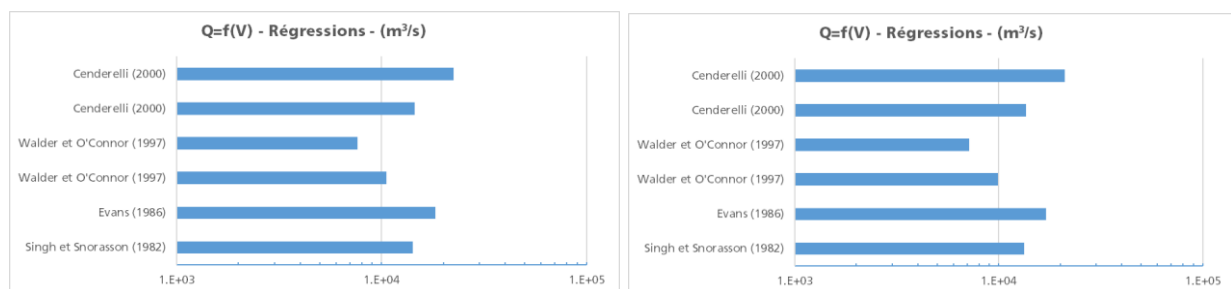


Figure 72 : Estimations $Q_p=f(V)$ – gauche : avec $V=200 \text{ Mm}^3$ / droite : avec $V=175 \text{ Mm}^3$

V.3.2.c. Débit = f(Volume, Hauteur)

On considère ici successivement les couples min, max de (2,0.10⁸ m³, 77 m) et (1,75 10⁸ m³, 42 m). Dans le cas le plus pessimiste, les estimations avec modèles de régression sont comprises entre 11 800 et 67 300 m³/s. En prenant en compte le second couple comme données d'entrée des modèles, les estimations sont légèrement affinées et sont comprises entre 8 800 et 46 300 m³/s. La prise en compte simultanée des deux variables permet de diminuer l'influence seule de la hauteur mais ne se traduit par des meilleures prédictions qu'avec les formules fonction uniquement du volume.

Les inter-comparaisons de modèles réalisées par Froelich (2016) et Wang et al. (2018) - cas de barrages artificiels en remblai - avait montré un bon niveau de performances des modèles de Froelich (1995), Webby (1996) et Azimi (2015). Sur le cas de la Josefina ces 3 modèles donnent respectivement des estimations de 16 900, 27 000 et 28 600 m³/s ce qui tend ici à surestimer le débit de pointe de brèche. Cette tendance est possiblement due au fait que les relations ont été établies sur des barrages en remblai moins épais que les barrages issus de glissement avec par conséquent des ruptures généralement plus brutales.

COURS D'EAU : Josefina					
S =	1.8E+8 m³	Volume de la retenue			
V _w =	1.8E+8 m³	Vol. eau au-dessus fond de brèche			
H _d =	42.00 m	Hauteur du barrage			
H _w =	42.00 m	Hauteur d'eau / Hauteur de brèche			

Méthode	Type	Qp (m ³ /s)	Type barrage	Variables
Hagen (1982)	RE	46295	ART-REMB	S,H _d
McDonald et Langridge (1984)	RE	13400	ART-REMB	V _w ,H _w
Costa (1985)	RE	13662	ART-REMB	S,H _d
Froelich (1995)	RE	16893	ART-REMB	V _w ,H _w
Webby (1996)	RE	27015	ART-REMB	V _w ,H _w
Walder et O'Connor (1997)	RE	8753	GLI	V _w ,H _w
Walder et O'Connor (1997)	RE	10662	ART-REMB	V _w ,H _w
Cenderelli (2000)	RE	16954	ART-REMB	V _w ,H _w
Cenderelli (2000)	RE	16798	GLI	V _w ,H _w
Azimi et al. (2015)	RE	28587	ART-REMB	V _w ,H _w

Figure 73 : Résultats pour couple V,H = (1,75 10⁸ m³, 42 m).

Les 2 modèles de régression dédiés aux barrages issus de glissements ici testés (Walder et O'Connor , 1997 ; Cenderelli, 2000) donnent respectivement des débit de pointe de 8 700 m³/s 16 800 m³/s. Bien que peu nombreuses, ces formules permettent sur le cas de la Josefina d'affiner les estimations.

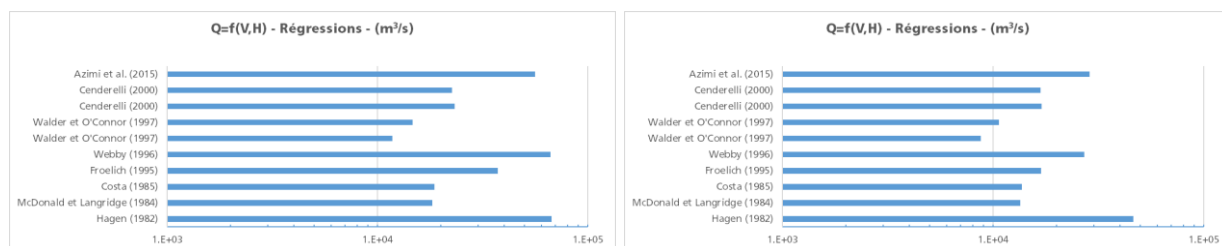


Figure 74 : Estimations Q_p=f(V,h) – gauche : avec V=200 Mm³ ; h=77 m / droite : avec V=175 Mm³ ; h= 42 m

V.3.2.d. Débit = f(Volume, Hauteur, Mode de rupture, Erodabilité,...)

On considère ici les modèles multivariables les plus élaborés tous établis dans les dix dernières années. On note pour une majorité d'entre eux l'ajout de variables qualitatives comme le niveau d'érodabilité ou le mode de rupture. Le niveau d'érodabilité est utilisé par Zhang. et al. (2017) et le mode de rupture par Froelich (2016), De Lorenzo et Macchione (2014) et Zhang. Et al. (2016b). Si pour des barrages issus de glissement de terrain, il est vraisemblable d'opter pour une rupture par surverse, il est en revanche beaucoup plus difficile de se prononcer sur le niveau d'érodabilité. Espérons que cette variable ne soit pas une variable « fictive » ayant permis d'améliorer artificiellement sur le jeu de données de calage la performance prédictive des modèles de Zhang et al. (2017)...

On présente sur la figure suivante les hypothèses et résultats correspondants. Les estimations sont comprises entre 3 100 et 53 000 m³/s. L'ajout de variables supplémentaires semble donc se traduire par des prédictions encore plus larges, rendant encore plus difficile le choix d'une estimation de débit de pointe.

Les inter-comparisons de modèles réalisées par Froelich (2016) et Wang et al. (2018) semblaient montrer une bonne performance des modèles établis par ces deux auteurs et mais également ceux de Thornton et al. (2011). Sur le cas de la Josefina, les estimations réalisées avec les modèles de Froelich (2016) entourent les bornes

d'observations probables avec 3 100 et 14 700 m³/s. Les modèles de Wang. et al. (2018) aux valeurs comprises entre 23 500 et 31 000 m³/s surestiment ici considérablement le débit de pointe. Pour les modèles de Thornton et al. les estimations sont de 4 800 et 53 000 m³/s. A noter aussi bien dans le cas des modèles de Froelich que de Thornton, que les estimations les moins bonnes sont liées à la prise en compte de la longueur du barrage comme variable explicative (estimation de 3 100 m³/s pour modèle de Froelich et 53 000 m³/s pour le modèle de Thornton).

Les 2 seules formules spécifiques aux glissement de terrain sont produites par Zhang et al. (2017). On a ici fixé le niveau d'érodabilité des matériaux à « moyen » ce qui donne des estimations de 6 700 m³/s et 8 000 m³/s. Comme on pouvait le redouter, le changement de classe d'érodabilité se traduit par des variations de prédictions considérables : de l'ordre 35-40 000 m³/s avec érodabilité forte et 2 000 m³/s avec érodabilité faible. Le niveau d'érodabilité n'étant associé à aucune préconisation sur la valeur à adopter, on peut donc considérer que 2 modèles de Zhang. et al. n'apportent en pratique aucune plus-value par rapport à des modèles moins sophistiqués.

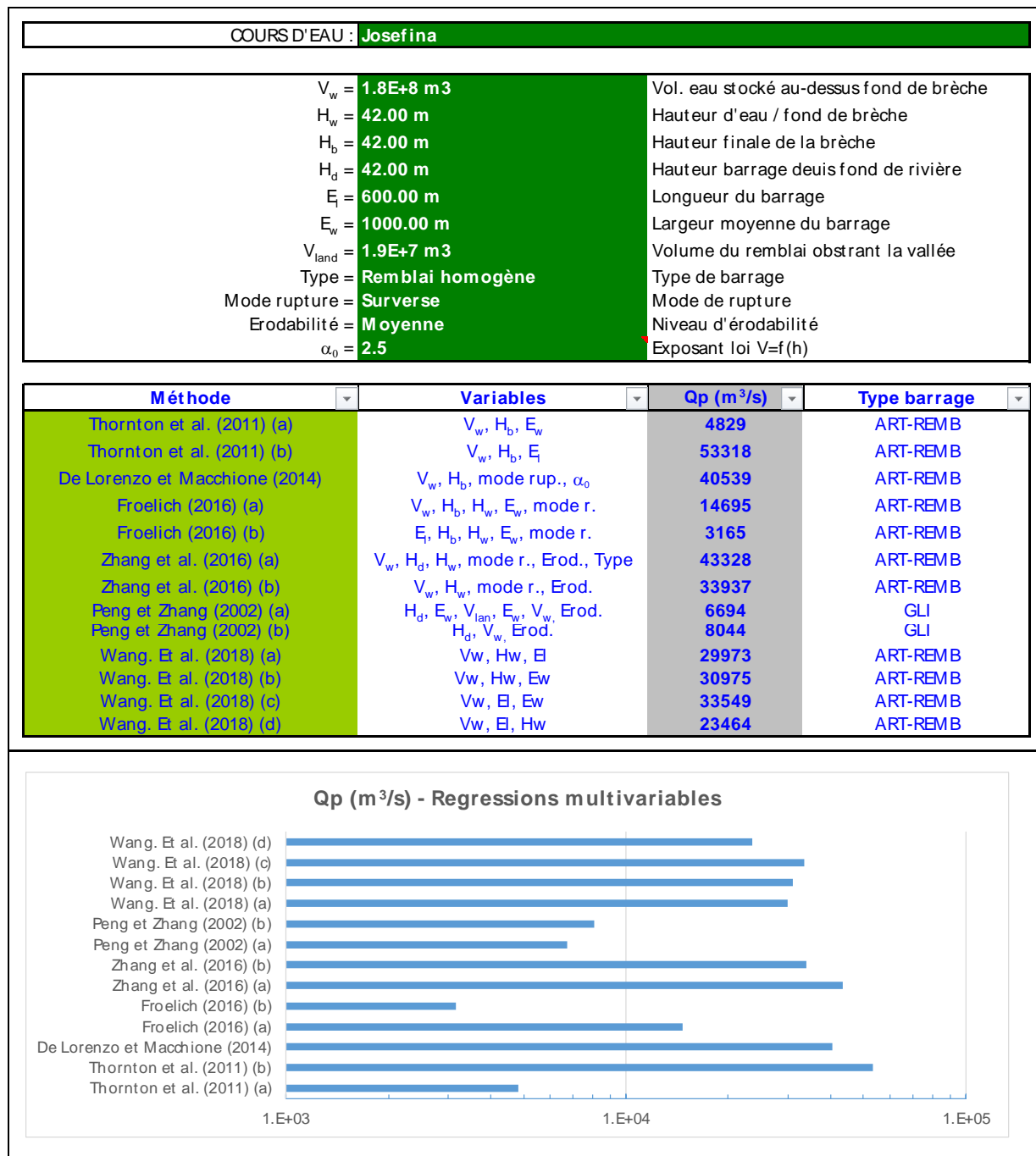


Figure 75 : Résultats donnés par les modèles multivariables pour un scénario donné : $V=1,75.10^8 \text{ m}^3$, $H=42 \text{ m}$, $E_r = \text{moyenne}$

V.3.2.e. Synthèse

Une synthèse graphique des résultats est présentée sur la figure qui suit. Les principales conclusions sont les suivantes :

- Les résultats montrent une très grande variabilité, ce qui rend extrêmement difficile au niveau opérationnel le choix d'une valeur de débit de pointe. Dans ce cas, compte tenu de l'incertitude, une approche par scénarios couvrant une gamme de débits plausibles est recommandée.
- Les modèles établis à partir de cas documentés de rupture de barrages issus de glissements donnent sur le cas d'étude de la Josefina de meilleures estimations du débit de pointe que les modèles établis à partir de ruptures de barrages artificiels.
- L'usage de modèles établis à partir de ruptures sur des barrages artificiels tend sur le cas d'étude de la Josefina à des estimations de débits de pointe plus élevées que celles réellement observées. On restera critique quand leur usage, notamment au regard d'une analyse qualitative sur les caractéristiques du barrage (épaisseur, hauteur, matériaux -> est-ce qu'une rupture brutale est plausible ?).
- L'usage de modèles de type courbe enveloppe basés sur des barrages artificiels pose encore davantage question puisque les résultats donnés par les modèles de régression sont ici déjà pessimistes.
- Les meilleurs résultats sont obtenus avec les modèles simples de type $Q=f(h)$ ou $Q=f(V)$ utilisant les bonnes caractéristiques de hauteur de brèche et de retenue. Malheureusement, en prédétermination la hauteur finale de brèche n'est pas connue. Il sera donc intéressant de voir si cette hauteur peut être estimée par modélisation numérique voire physique (comme cela a pu être réalisé en gestion de crise).
- Les modèles $Q=f(V)$ dédiés aux glissements sont moins sensibles à l'erreur sur le volume que peuvent l'être les modèles $Q=f(h)$ avec la hauteur. En première approche, leur usage est donc recommandé.
- Les modèles multi paramètres intégrant des variables qualitatives ne sont pas concluantes sur ce cas d'étude. On reste notamment critique sur les modèles intégrant la variable érodabilité, laquelle n'est assortie d'aucun guide concernant les valeurs à adopter.

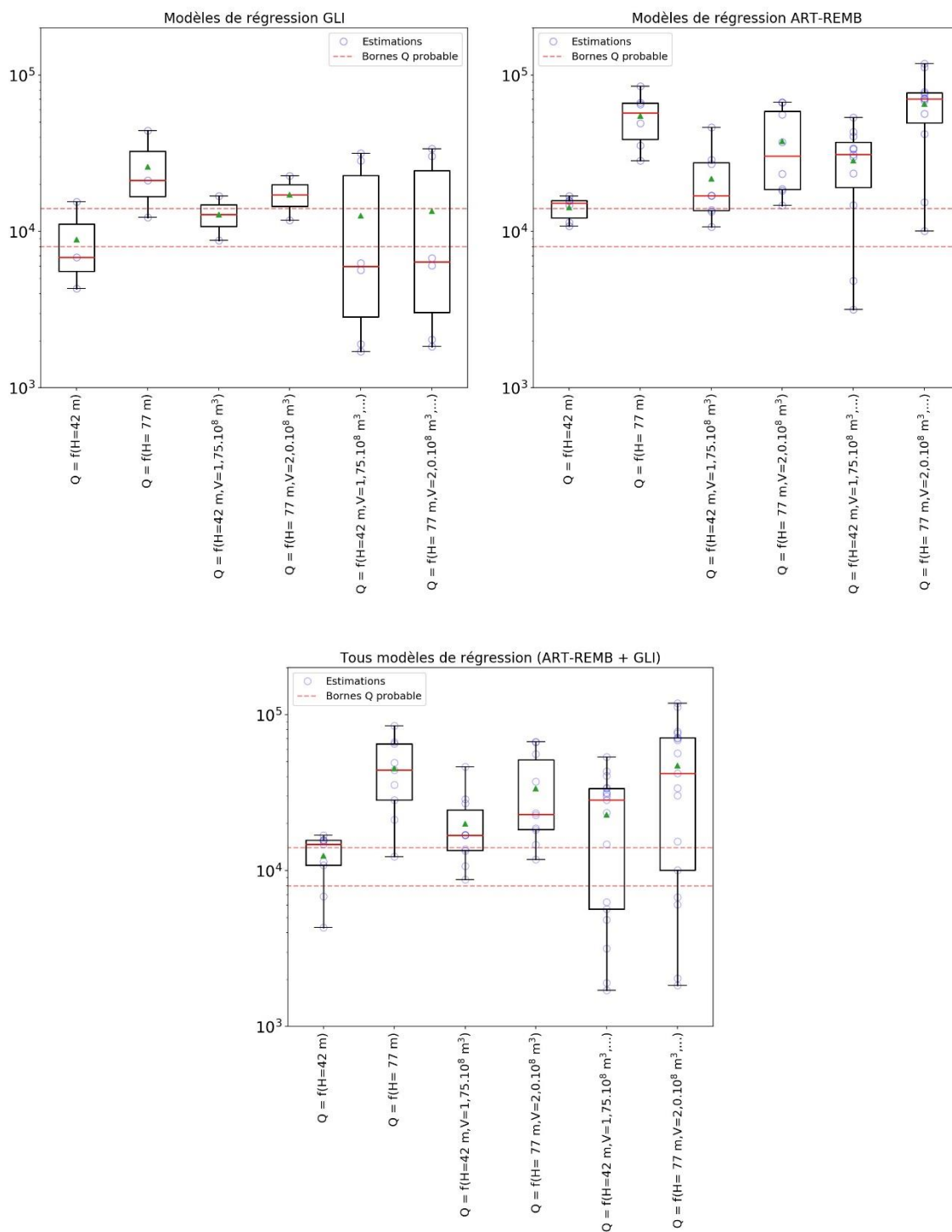


Figure 76 : Synthèse des résultats de prédétermination du débit de pointe de brèche pour chaque type de modèle

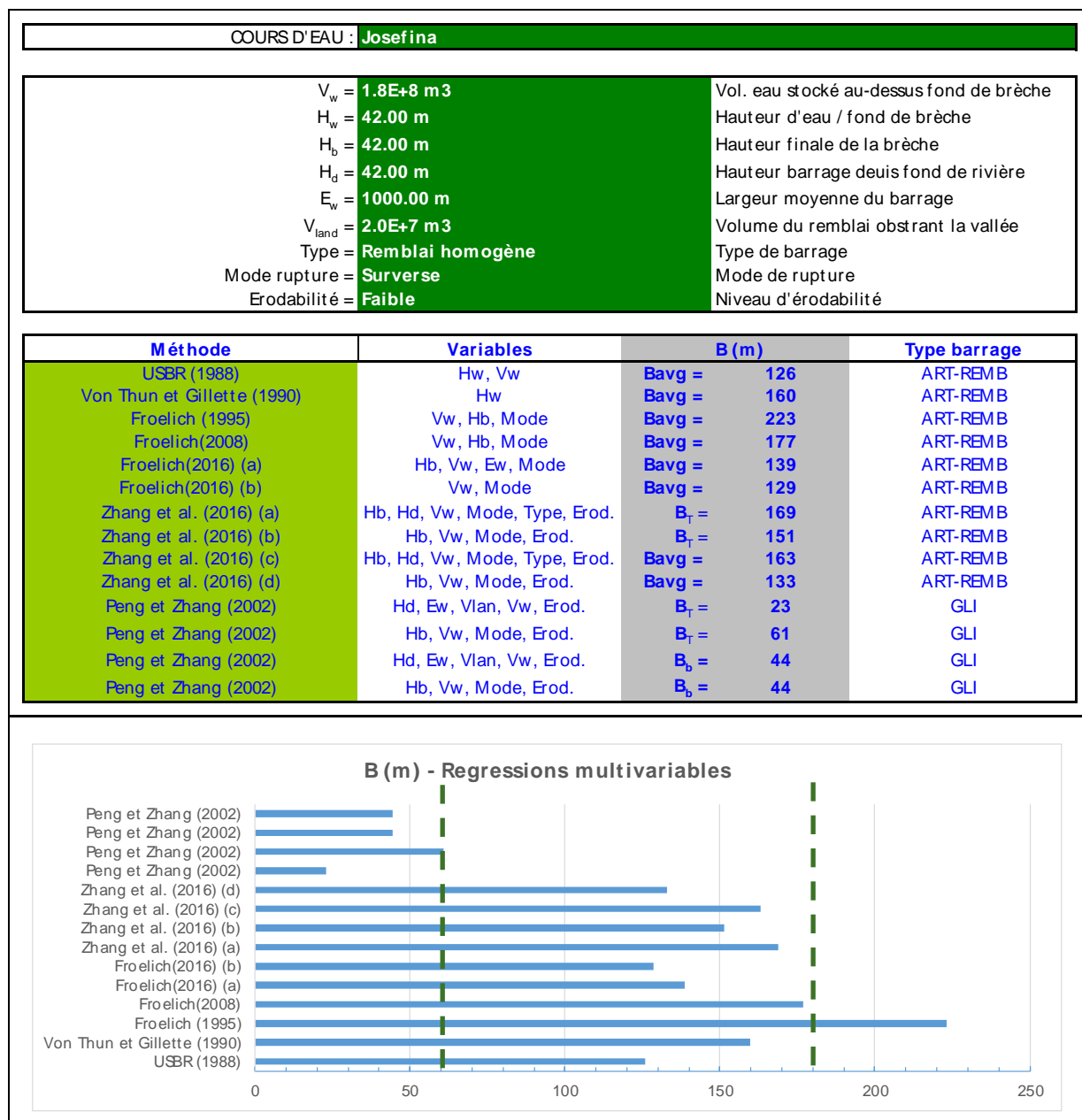
ART-REMB : barrages artificiels en remblai / GLI : barrages issus de glissements de terrain

boîtes à moustaches : trait rouge = médiane / triangle = moyenne / limite de boîte = 1^{er} et 3^{ème} quartile / limites de barres = min et max

V.3.3 Largeur de brèche

On présente ci-après les résultats des différentes formules d'estimation de largeur de brèche. On rappelle que la largeur de fond de brèche observée est de l'ordre 60 m et que la largeur en gueule est de l'ordre de 185 m. La figure suivante présente les résultats bruts pour un scénario d'entrée donné. La Figure 78 illustre quant à elle la variabilité des résultats en fonction des scénarios (couples V,H,Er.), types de modèles (ART : artificiels vs GLI : glissement) et variable calculées (largeur au fond, moyenne ou en gueule).

Comme pour l'estimation du débit de pointe, la variabilité des résultats est très grande. Cette variabilité intègre le fait que les modèles ont été établis sur des types de barrages différents (artificiel ou naturel) mais aussi que la variable calculée n'est pas la même : largeur moyenne (B_{avg}), largeur au fond (B_b), ou largeur en gueule (B_t).



B_b : largeur au fond / B_t : largeur en gueule / B_{avg} : largeur moyenne

Figure 77 : Résultats donnés par les modèles multivariés d'estimation de largeur de brèche pour un scénario donné : $V=1,75.10^8 \text{ m}^3$, $H=42 \text{ m}$, $E_r = \text{moyenne}$

La Figure 78 montre sur ce cas d'étude une tendance à la surestimation de la largeur moyenne de brèche par les formules établies pour des barrages artificiels. Les formules de Froelich (2016 et USBR (1988) donnent les résultats avec le meilleur ordre de grandeur.

Les seuls modèles spécifiques aux glissements sont décrits par Peng et Zhang (2012) avec le calcul non pas de largeur moyenne mais de la largeur au fond et de largeur en gueule. La variabilité principale des résultats est ici due à la variable d'entrée qualitative « Erodabilité ». Une approche par scénarios min-max permet ici de d'entourer la largeur observée mais avec une très grande incertitude (intervalle compris entre 44 et 123 m !). La largeur en gueule est ici sous-estimée quel que soit le scénario considéré. Enfin l'utilisation des modèles de Zhang. et al. (2016) calés sur des barrages artificiels ne permet d'approcher la largeur en gueule qu'en fixant l'érodabilité à un niveau faible.

On peut conclure que ces formules ne permettent malheureusement que d'accéder à des ordres de grandeur de la largeur de brèche.

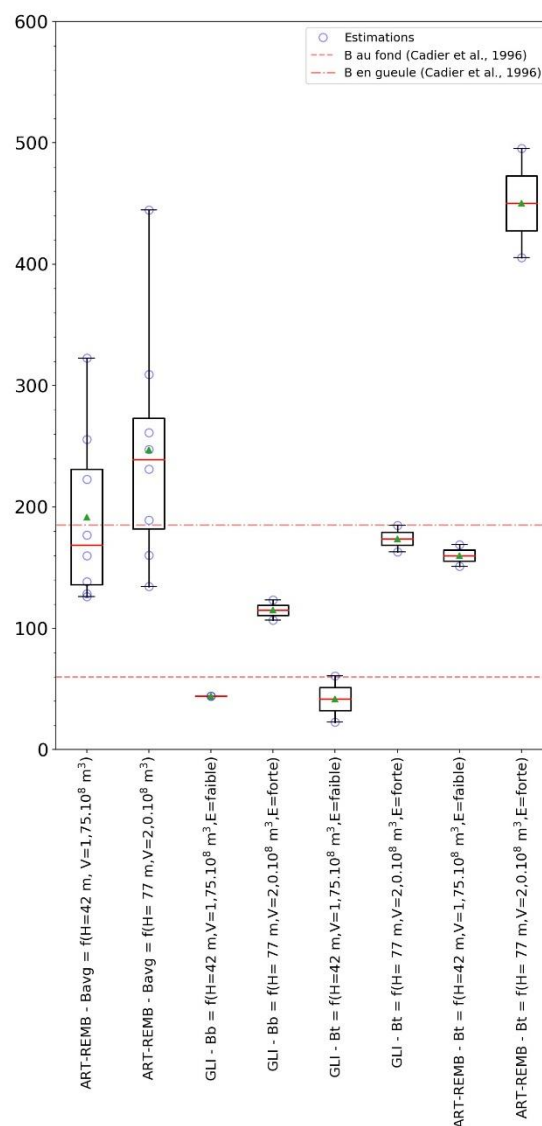


Figure 78 : Résultats donnés par les modèles multivariés d'estimation de largeur de brèche pour plusieurs scénarios (couples V,H,Er.) type de modèles (ART : artificiels vs GLI : glissement) et variable calculée (B_b : largeur au fond / B_t : largeur en gueule / B_{avg} / largeur moyenne)

V.3.4 Temps de formation de brèche

On présente ci-après les résultats de temps de formation de brèche obtenus avec 2 scénarios correspondant à des hypothèses basses et hautes.

Le premier scénario avec ($V_w=1,75.10^8 \text{ m}^3$, $H_w=42 \text{ m}$, Er=faible) donne les temps de rupture de brèches les plus lents. On distingue nettement deux groupes de modèles, le premier sans le paramètre érodabilité et le second avec. Le premier groupe tend de manière systématique à sous-estimer le temps de formation de brèche. Il comprend uniquement des modèles établis sur des barrages artificiels, ce qui peut logiquement expliquer la tendance observée. Le second groupe comprend des modèles établis pour des barrages artificiels et des barrages issus de glissement. La tendance est ici à la sous-estimation des temps de formation de brèche.

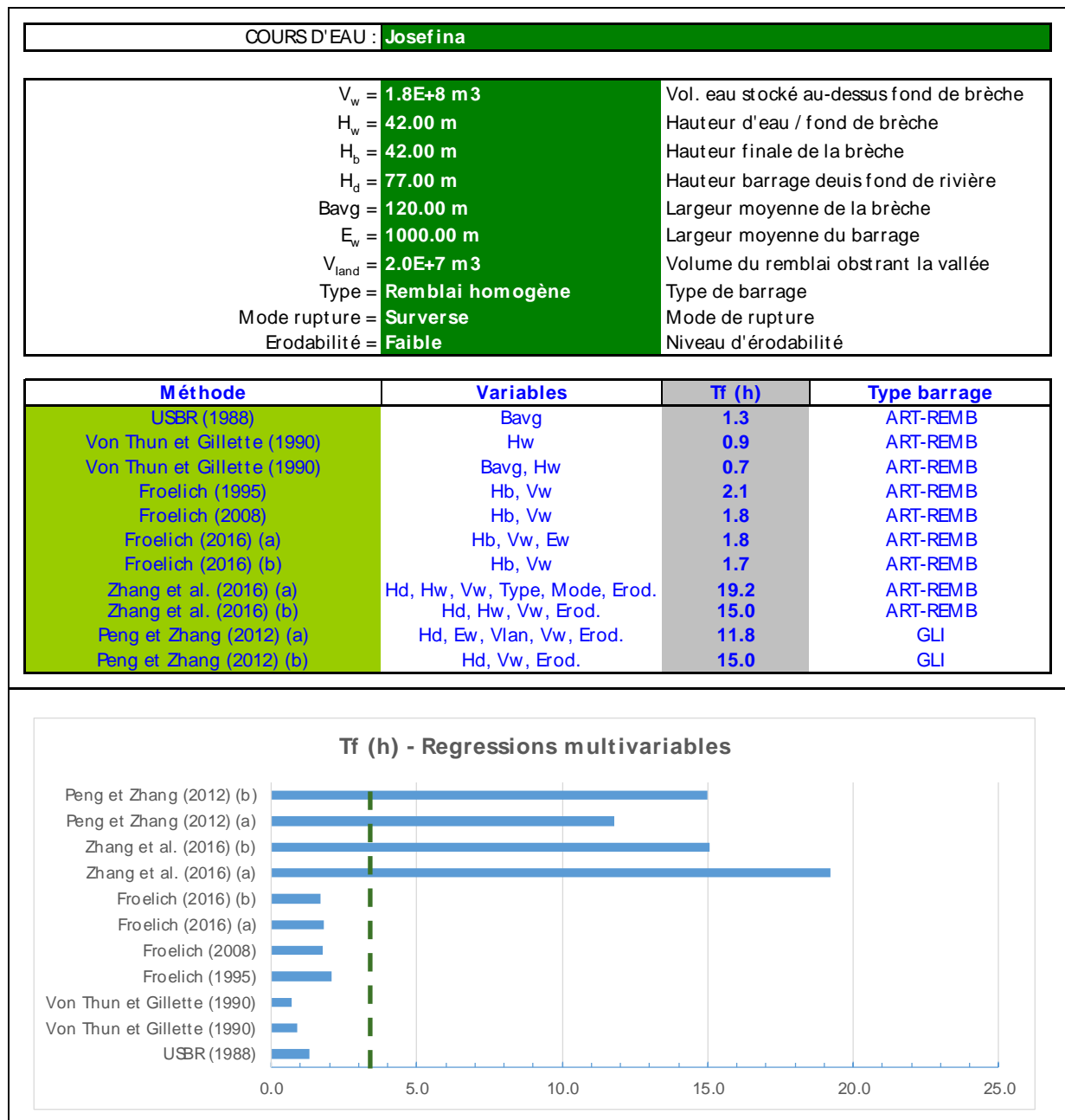


Figure 79 : Temps de formation de brèche – Scénario 1

Dans le cas du second scénario étudié avec avec ($V_w=2.0.10^8 \text{ m}^3$, $H_w=42 \text{ m}$, $E_r=forte$), il existe aussi 2 groupes de modèles. Le premier rassemble l'intégralité des modèles établis à partir de données récoltées sur des barrages artificiels, et le second regroupe les deux modèles de Peng et Zhang (2012) dédiés aux barrages issus de glissement. Comme dans le premier scénario, aucun des deux groupes ne permet d'appréhender correctement le temps de formation de brèche.

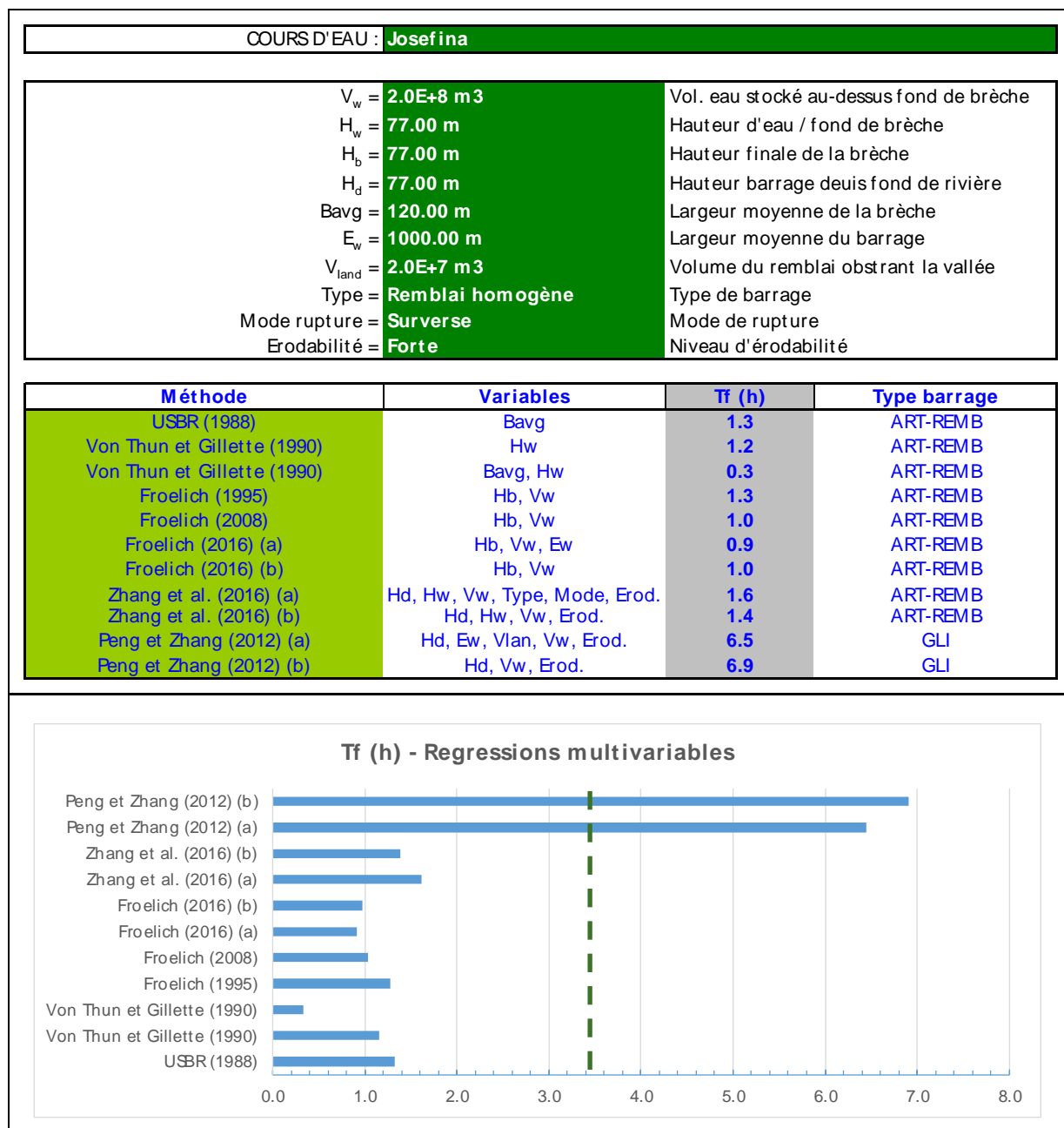


Figure 80 : Temps de formation de brèche – Scénario 2

V.3.5 Synthèse

Les principales conclusions quant à l'utilisation des formules de prédétermination des caractéristiques de la rupture du barrage de la Josefina sont les suivantes :

De manière générale, toutes ces formules ne permettent que d'accéder à un ordre de grandeur de la variable recherchée (débit de pointe, largeur de brèche, temps d'ouverture). La principale conclusion opérationnelle est donc en gestion de crise de privilégier des approches par scénarios en retenant suite à l'utilisation de ces formules plusieurs hypothèses de débits, de temps de montée de crue, de largeur de brèche, ...

Prévision de la stabilité

Les prévisions réalisées avec les indices testées sont conformes à ce qui s'effectivement déroulé : aucun des indices géomorphologiques calculé ne conclut à la stabilité du barrage. Au mieux, les prédictions données par certains indices donnent un classement « incertain ».

Prédétermination du débit de pointe

Une des difficultés d'application majeure de ces formules est que la majorité d'entre elles intègrent comme variable d'entrée la hauteur (brèche, ou eau) ou le volume d'eau. Or, dans le cas de barrages épais issus de glissements de terrain, l'hypothèse d'une hauteur de brèche égalant celle du barrage est une hypothèse pessimiste et peut donc conduire à une surestimation de l'ensemble des paramètres, ce qui va dans le sens de la sécurité, mais ce qui peut aussi amener l'expert à modéliser par la suite des scénarios à probabilité très faible. C'est d'ailleurs ce que l'on a pu observer sur le cas de la Josefina, où les meilleures estimations sont de manière quasi systématiques obtenues avec les couples H,V effectivement observés. Une possibilité pour améliorer la prédiction de la hauteur de brèche et du volume d'eau libéré pourrait être l'utilisation de la modélisation numérique ou de la modélisation physique (comme cela d'ailleurs été effectué pendant la gestion de la crue de la Josefina).

Les meilleures estimations sont obtenues avec les modèles de régression dédiés aux barrages issus de glissements. On note une tendance à des estimations plus fortes des débits de pointe en utilisant des modèles de régression établis sur des barrages artificiels. Ceci semble assez logique puisque conceptuellement, les barrages artificiels sont en moyenne moins épais, avec des talus plus raides, et rompent donc en moyenne plus rapidement. En fonction d'une analyse qualitative préalable sur la nature du barrage étudié (épaisseur, hauteur, pentes, nature des matériaux), il pourrait donc être judicieux de moduler les résultats obtenus sur des modèles établis sur des barrages artificiels. Sur le cas d'étude de la Josefina, l'utilisation de modèles de type courbe enveloppe calés sur des barrages artificiels pose question puisque les estimations réalisées avec les modèles de régression sont déjà globalement au-dessus du débit observé.

Enfin, il semble, au moins sur le cas de la Josefina, que les modèles multivariés récents intégrant la variable d'érodabilité n'apportent en prédétermination aucune plus-value, puisqu'aucune recommandation n'est fournie quant à l'échelle de cette variable.

Largeur de brèche

Toutes les formules ne permettent malheureusement que d'accéder à des ordres de grandeur de la largeur de brèche avec une très grande variabilité des résultats. Les modèles de Peng et Zhang (2002) dédiés aux barrages issus de glissements donnent sur ce cas d'étude des largeurs de brèche plus faibles que les modèles établis pour des barrages artificiels avec des prévisions d'ordre de grandeur cohérentes avec les observations. Les résultats de ces modèles sont très sensibles au paramètre qualitatif « érodabilité » des matériaux du barrage dont le niveau (faible, moyen, fort) n'est assortie d'aucune recommandation d'utilisation.

Temps de formation de brèche

Le temps de formation de brèche est le paramètre le plus difficile à prédéterminer. Sur ce cas d'étude, quel que soit le scénario considéré, les formules établis à partir de ruptures de barrages artificiels tendent à sous évaluer le temps d'ouverture de brèche alors que les formules de Peng et Zhang dédiées aux barrages issues de glissements conduit à une surestimation.

V.4. Estimation de l'atténuation de l'onde de crue avec des méthodes sommaires

Comme sur le Pas de l'Ours, on cherche ici à apprécier l'applicabilité en gestion de crise de méthodes sommaires qui peuvent être mises en œuvre très rapidement. On teste les mêmes méthodes que celles testées sur le cas d'étude précédent.

V.4.1 Méthode CTGREF

Le tableau ci-dessous indique le rapport d'atténuation Q_x/Q_{max} en 2 points à l'aval du barrage pour lesquels on dispose d'estimations d'hydrogrammes de crue et pour 3 scénarios :

- (1) Hauteur d'eau au-dessus de la brèche de 42 m avec volume vidangé de $1,75 \cdot 10^8 \text{ m}^3$. On calcule avec la méthode un débit de pointe correspondant de $32\,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 4 fois supérieur au débit de pointe observé ;
- (2) Hauteur d'eau au-dessus de la brèche de 19,3 m avec volume vidangé de $1,75 \cdot 10^8 \text{ m}^3$. La hauteur est ici ajustée pour retrouver le débit de pointe observé ;
- (3) Hauteur d'eau au-dessus de la brèche de 77,0 m avec volume vidangé de $2,0 \cdot 10^8 \text{ m}^3$. Le débit de pointe calculé est de 105 200 soit plus de 12 fois la valeur du débit observé.

Par chaque scénario les coefficients de Strickler pris en compte correspondent à ceux calés par Abril (2006) lors de modélisations numériques et varient entre 11 et 17 suivant les profils en travers considérés.

Quel que soit le scénario considéré, on calcule avec la méthode CTGREF une atténuation considérable de l'onde de crue avec 12 % du débit de pointe de brèche à Chalacay et 8 % à Amaluza. Ces valeurs d'atténuation s'écartent considérablement des valeurs reconstituées par Abril (2006) à partir des mesures de débits déversés au niveau du barrage d'Amaluza et des observations de niveau au droit de La Josefina avec env. 93 et 86 % au niveau de Chalacay et Amaluza.

L'application de la méthode du CTGREF semble donc ici très largement sous-estimer l'atténuation du débit de pointe.

$V_{retenue} \text{ (m}^3\text{)}$	$H_{eau} \text{ (m)}$	$Q_{max} \text{ (m}^3\text{/s)}$	Atténuation Q_x/Q_{max}	
			Chalacay X = 40 000 m	Amaluza X = 58 800 m
1.75E+08	42	32800	12 %	8 %
1.75E+08	19.3	8300	12 %	8 %
2.00E+08	77	105200	13 %	9 %

Tableau 13 : Résultats de la méthode CTGREF pour 3 scénarios H, V

V.4.2 Méthode du NWS (NWS Rule of Thumb)

En appliquant la « NWS Rule of Thumb », la réduction du débit de pointe est également considérable : 38 % à Chalacay et 17 % à Amaluza.

Lieu	X aval barr (m)	Q _x /Q _{max}
Chalacay	40000	38 %
Amaluza	58000	17 %

Tableau 14 : Résultats de la méthode NWS

V.4.3 Méthode « USBR – Dams Sector »

La dernière méthode testée est celle de l'USBR. La réduction du débit de pointe est ici du même ordre que celle calculée avec la méthode NWS : 32 % à Chalacay et 19 % à Amaluza...mais toujours très en deçà des reconstitutions de débits effectuées par Abril (2006).

Lieu	X aval barr (m)	Q _x /Q _{max}
Chalacay	40000	32 %
Amaluza	58000	19 %

Tableau 15 : Résultats de la méthode USBR

V.4.4 Synthèse

Les 3 méthodes sommaires testées aboutissent à des atténuations d'hydrogrammes de crue considérables (Q_x/Q_{max}), de l'ordre de 12 à 38 % à Chalacay et de 9 à 19 % à Amaluza. Ces valeurs divergent considérablement avec les reconstitutions d'hydrogrammes effectuées par Abril (2006) avec des rapports Q_x/Q_{max} respectivement de 93 et 86 % à Chalacay et Amaluza.

V.5. Modélisation numérique 1D avec prise en compte de l'évolution du fond du lit

Dans ce paragraphe, nous procédons à la modélisation numérique de la propagation de l'onde de rupture en comparant 3 modèles numériques capables de prendre en compte les évolutions de fond de lit au cours de crue avec des lois de transport solide adaptées au contexte torrentiel.

V.5.1 Méthodologie

V.5.1.a. Modèles utilisés

On reprend pour le cas d'étude de la Josefina les modèles utilisés INRAE RubarBE, Logichar et EVOFOND déjà testés sur le cas d'étude du Pas de l'Ours. Le tableau suivant synthétise les caractéristiques des 3 modèles testés.

Pour comparer les résultats de propagation d'onde de crue avec les 2 autres modèles, on choisit ici de coupler le modèle HEC-RAS avec EVOFOND avec la méthodologie suivante :

1. Calcul de l'évolution du fond de lit avec EVOFOND ;
2. Calcul hydraulique avec HEC-RAS et fond initial ;
3. Identification du pas de temps correspondant à la ligne d'eau maximale sur une majeure partie du domaine de modélisation ;
4. Modification de la topographie dans HEC-RAS qui correspond à celle obtenue par EVOFOND pour le pas de temps identifié précédemment. Généralement, ce pas de temps correspond au début de la décrue.

Composante	Modèle		
	RubarBE	LOGICAR	EVOFOND
Hydraulique	Modèle de St-Venant complet		Pas de propagation d'onde de crue. Calcul de la hauteur d'eau en régime critique. Couplage avec HEC-RAS pour la propagation de l'onde de crue
Transport solide	Loi de Lefort (2015)	Loi de Rickenmann (1990)	Loi de Lefort (2015) et Rickenmann (1990)
Géométrie	Profils Trapézoïdaux		
Calcul du dépôt / érosion sur un profil transversal	Plusieurs modalités possibles à définir par l'utilisateur	Dépôt horizontal sur la section	Dépôt horizontal sur la section

Tableau 16 : Synthèse des caractéristiques des modèles numériques utilisés sur le cas d'étude de la Josefina

V.5.1.b. Jeux d'expérience (scénarios)

On réalise les modélisations avec prise en compte de 3 scénarios synthétisés dans le tableau et la figure suivante. Dans le premier scénario, les hydrogrammes et sédimentogrammes d'injection sont ceux calculés avec le modèle de brèche intégré avec RubarBE. Les caractéristiques de la brèche (granulométrie et géométrie) ont été calées de manière à retrouver un débit de pointe cohérent avec celui reconstitué post-crue. Pour qu'il y ait début de l'érosion par surverse, le diamètre a été choisi à 4 mm bien inférieur aux valeurs fournies par (Abril, 2006). Dans le cas de RubarBE avec module de brèche progressive, la largeur finale de brèche est de 40 mètres environ pour un hydrogramme de pointe de l'ordre de 8600 m³/s correspondant à la valeur de pointe de l'hydrogramme observé après lissage (Abril et Knight, 2004).

Dans le second scénario le sédimentogramme est modifié pour retrouver un volume injecté correspondant au calcul géométrique du volume érodé dans la brèche. Enfin, le troisième scénario intègre dans la géométrie des modèles le barrage de manière à modéliser les ajustements de fond suite à la brèche en prenant cette fois ci en compte un sédimentogramme d'injection nul en entrée.

Caractéristiques	CAS 1	CAS 2	CAS 3
Emprise spatiale / Topographie	Les modélisations débutent à l'aval immédiat du barrage		Le barrage est intégré à la topographie
Hydrogramme d'injection	Calculé avec module de brèche progressive intégré à RubarBE $Q_p = 8\,600 \text{ m}^3/\text{s}$; $t_m = 7 \text{ h}$; $d = 24 \text{ h}$		Hydrogramme reconstitué d'après ABRIL (2006) $Q_p = 8\,300 \text{ m}^3/\text{s}$; $t_m = 3,3 \text{ h}$; $d = 19 \text{ h}$
Sédimentogramme d'injection	Calculé avec RubarBE $V_s = 1,46 \cdot 10^6 \text{ m}^3$	Calé pour obtenir le volume géométrique de la brèche soit $V_s = 5,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$	Ecoulement d'eau claire arrivant sur la crête du barrage $V_s = 0 \text{ m}^3$

Granulométrie

Lefort (2015) : $D_m = 0,12 \text{ m}$; $Gr = 3$
 Rickenamnn (1990) $d_{50} = 0,1 \text{ m}$ $d_{90}/d_{30} = 30$

Tableau 17 : Récapitulatif des caractéristiques de 3 scénarios étudiés

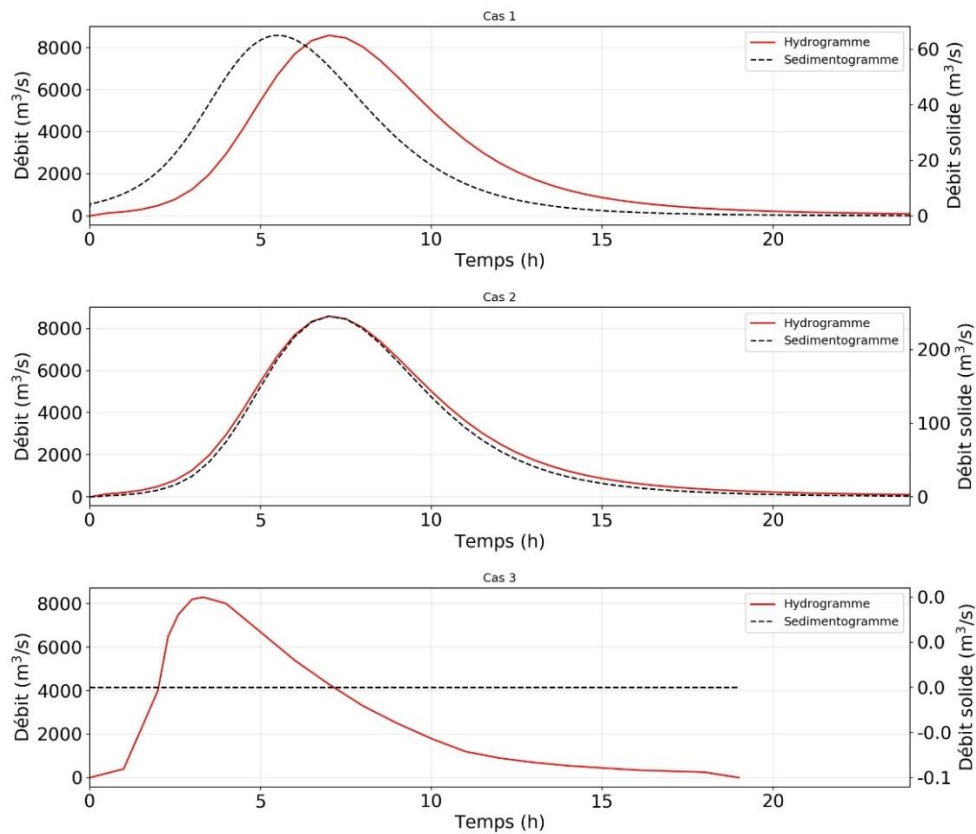


Figure 81 : Hydrogrammes et sédimentogrammes définis pour chacun des 3 scénarios étudiés

V.5.1.c. Topographie et coefficients de Strickler retenus.

La topographie et les coefficients de Manning retenus sont ceux décrits dans l'article d'Abril (2006). Il s'agit d'une représentation très simplifiée de la topographie réelle avec 9 profils en travers trapézoïdaux couvrant un linéaire de 60 km (cf. tableau suivant).

Lieu	Abscisse depuis l'aval (m)	Cote de fond de lit (m)	Largeur au fond (m)	Fruit des berges(-)	Coeff. de Manning ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$)
Amaluza	0	1 935	40	1.25	0.09
Mazar	9 000	2 020	40	1.25	0.09
Chalacay	18 800	2 070	40	1.25	0.09
Chicti	39 300	2 160	150	4	0.06
Conf. Gualaceo	50 300	2 206	150	4	0.08
Balcon de Pilatos	54 300	2 231	60	2	0.08
Josefina aval barrage	58 800	2 276	60	2	0.08

Josefina haut de talus aval	58 900	2 360	60	1	0.08
Josefina crête amont	60 200	2 360	60	1	0.08

Tableau 18 : Topographie retenue pour les modélisations hydrauliques. Source : Abril, 2006

V.5.2 Résultats

On s'intéresse successivement pour chacun des scénarios : (a) à la propagation de l'onde de crue ; (b) à l'évolution du fond de lit ; (c) aux hauteurs d'eau maximales.

V.5.2.a. Propagation de l'onde de crue / Atténuation

On ne présente ci-après que les résultats des scénarios 1 et 3, le scénario 2 étant identique au niveau de l'hydrogramme d'injection à celui du cas 1.

Pour le premier scénario on ne peut qu'observer la très grande similitude des résultats notamment sur la forme des hydrogrammes, sur les débits de pointe, mais aussi sur la position temporelle des pointes de crue. On remarquera qu'il existe par contre un décalage temporel sur le début de montée de crue, celui-ci étant observé plus tôt (env 1 à 2h) sur les modèles Logichar et HEC-RAS. Pour le scénario 3, les formes et débits de pointe sont cohérents entre les 3 modèles testés. Le modèle Logichar présente cette fois-ci un décalage temporel aussi bien sur le début de montée que sur la pointe.

On observe enfin pour les scénarios 1 et 3 des atténuations très faibles voire inexistantes et ce quel que soit le modèle hydraulique utilisé. Pour le scénario 1 le rapport Q_x/Q_{max} à Amaluza est compris est de 97 % pour HEC-RAS, de 98 % pour Logichar et de 101 % pour RubarBE. Ces résultats divergent considérablement avec les atténuations calculées avec les 3 méthodes sommaires testés où le rapport Q_x/Q_{max} n'excédait pas 19 % à Amaluza.

Notons enfin que le logiciel CastorDigue a également été testé. Le calcul fait apparaître un débit de pointe de l'hydrogramme au barrage légèrement inférieur (7100 m³/s) pour les mêmes paramètres mais surtout un amortissement très important, le débit de pointe à l'aval (Pk 60.3) passant à moins de 1000 m³/s. Toutefois, ce trop fort amortissement semble dû à une erreur interne au logiciel car de faibles modifications des paramètres peuvent aussi donner un amortissement du débit de pointe nul (débit aval = débit amont). Ce calcul peu fiable doit être rejeté ici.

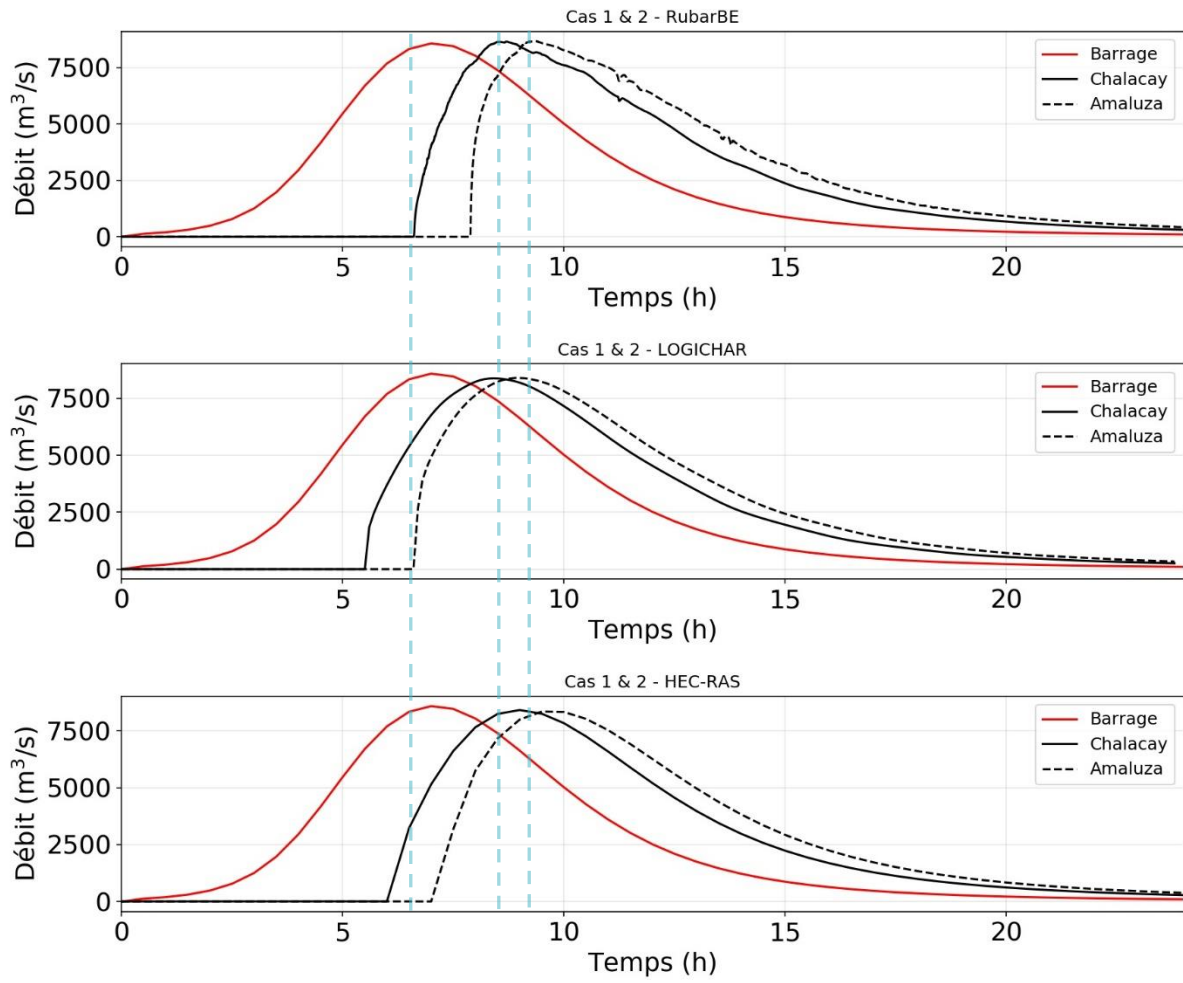


Figure 82 : Scénario 1 :Hydrogrammes calculés à Chalacay et Amaluza pour chacun des 3 modèles testés.

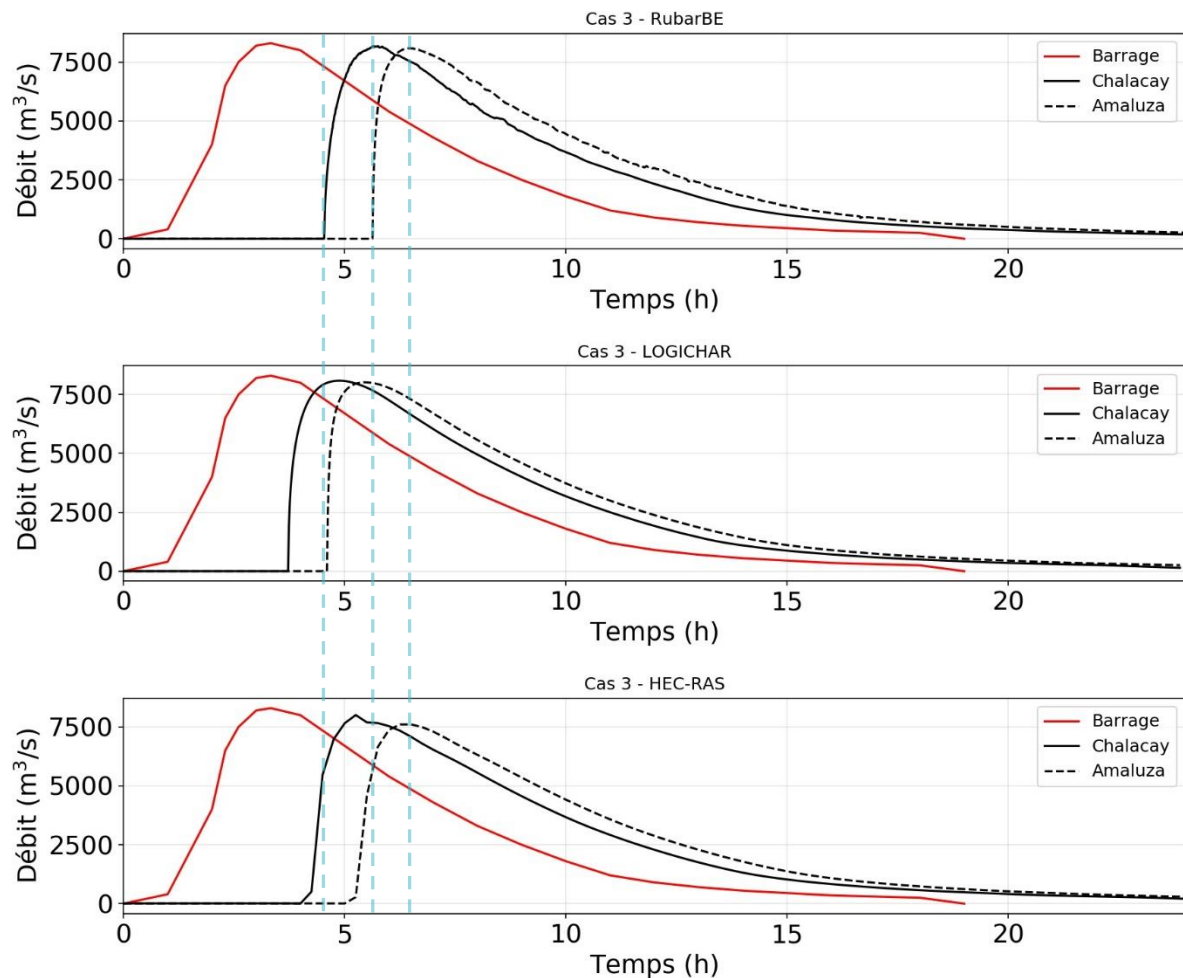


Figure 83 : Scénario 3 :Hydrogrammes calculés à Chalacay et Amaluza pour chacun des 3 modèles testés.

V.5.2.b. Evolution du fond

Les figures qui suivent présentent les résultats d'évolution de fond de lit pour chacun des 3 scénarios testés. Pour chacun des scénarios, les trois modèles testés donnent tous la même tendance (linéaires avec dépôts ou érosion) mais avec cependant des ordres de grandeur extrêmement variables. On observe une gradation systématique en termes de magnitude de dépôts à l'aval immédiat du barrage : Dep RubarBE > Dep Logichar > Dep Evofond.

Quel que soit le scénario pris en compte, les évolutions de fond modélisées sont notables sur les 3 à 4 premiers kilomètres à l'aval de la rupture (jusqu'à $X = 55$ à $56\ 000$ m). La comparaison avec le profil en long des dépôts observés montre par ailleurs que tous les modèles sous estiment la propagation des sédiments qui atteignait en réalité l'abscisse $X = 52\ 000$ m avec des dépôts de plusieurs mètres. On gardera cependant en mémoire, comme rapporté par Cadier et al. (1996), que la crue a provoqué des déstabilisations de versants, avec des apports « secondaires » de matériaux qui ne sont pas pris en compte dans les modélisations.

En aval de l'abscisse $X = 55\ 000$ m, quel que soit le modèle utilisé, les évolutions de fond deviennent négligeables devant la hauteur d'eau. Bien que le barrage soit très épais, sur l'ensemble du domaine de modélisation d'une longueur de 60 km, une modélisation prenant en compte l'évolution du fond de lit, n'est donc ici justifiée que pour les premiers kilomètres à l'aval de la rupture.

Les scénarios 1 et 3 permettent selon les modèles utilisés d'approcher la valeur de dépôt à l'aval immédiat du barrage. Il peut s'agir d'un intérêt majeur des modélisations, qui menées dans une approche itérative, pourraient permettre une meilleure estimation de la hauteur finale de brèche, et par conséquent du débit de pointe. On notera toutefois qu'il s'agit d'un exercice complexe puisqu'il faut au préalable réaliser des estimations relativement cohérentes à la fois sur le débit de pointe et sur la largeur de brèche (scénario 3).

On note également un comportement différent du modèle RubarBE dans le cas du scénario 3 qui intègre dans la topographie le barrage avec un point minimal obtenu à l'extrémité aval du barrage. Il s'agit ici vraisemblablement de la résultante de la modalité de calcul de l'érosion dans la section amont. En effet, l'érosion telle que calculée conduit à un rétrécissement important de la largeur du lit ce qui conduit à une discontinuité entre la section rétrécie et la section aval pour obtenir un rééquilibrage des charges (cf. Figure 87). On présente en Figure 88 une modélisation réalisée avec EVOFOND avec largeur constante de 15 m au niveau du barrage qui reproduit ce comportement mais avec une tendance au rééquilibrage du fond en fin de crue (lié à un différentiel de charge moindre entre la section étroite et la section large).

Le modèle EVOFOND, comme vraisemblablement les autres modèles, présente une sensibilité de la hauteur finale à l'aval immédiat du barrage au pas d'espace de maillage ou plus exactement à l'interpolation réalisée entre les profils. Ceci présente une importance non négligeable en fonction de la présence ou non d'élargissements ou rétrécissements et de la manière dont ils sont représentés dans le modèle : passage brusque d'une section à une autre, interpolation linéaire,...

L'intercomparaison de modèles n'est pas conduite dans ce niveau de détail avec un maillage identique et des représentations différentes des sections de dépôt et/ou d'érosion. Certaines différences peuvent donc trouver leur origine dans ces facteurs explicatifs.

Pour EVOFOND, on a également vérifié pour le cas 2 que le volume déposé au sein du modèle était inférieur au volume injecté, ce qui permet d'assurer la cohérence des résultats produits ($V = 5,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ entre $X=54\,000$ et $58\,800 \text{ m}$ à partir des résultats finaux, $5,3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ par calcul interne du modèle sur sommation de tous les pas de temps, vs $5,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ injectés). Les hauteurs plus importantes observées pour les autres modèles peuvent donc trouver une explication dans la représentation des dépôts / érosions sur un profil en travers, dans le maillage et l'interpolation des profils en travers.

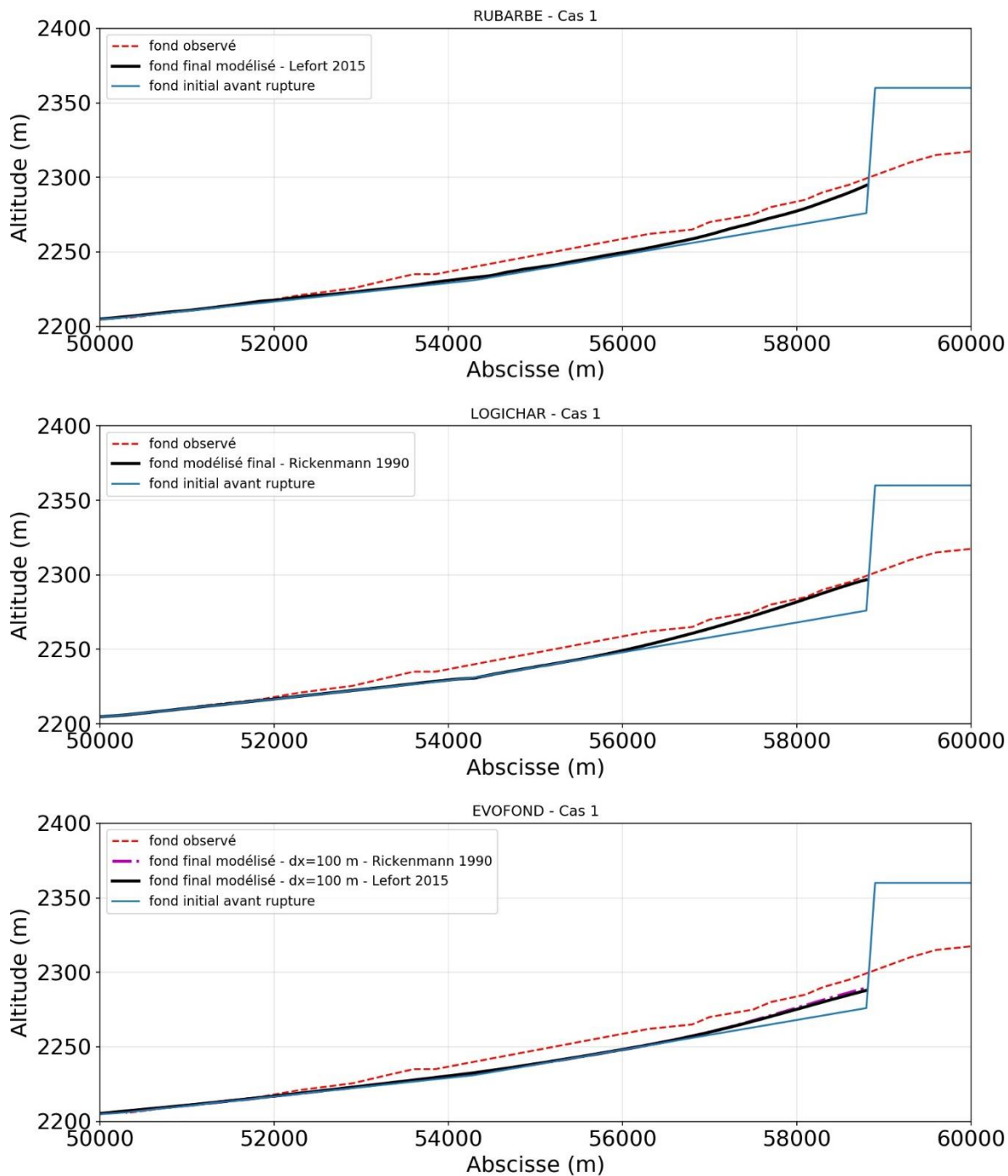


Figure 84 : Cas 1 - Comparaison des résultats des modèles RUBARBE, CHARRIAGE (ou LOGICCHAR) et EVOFOND

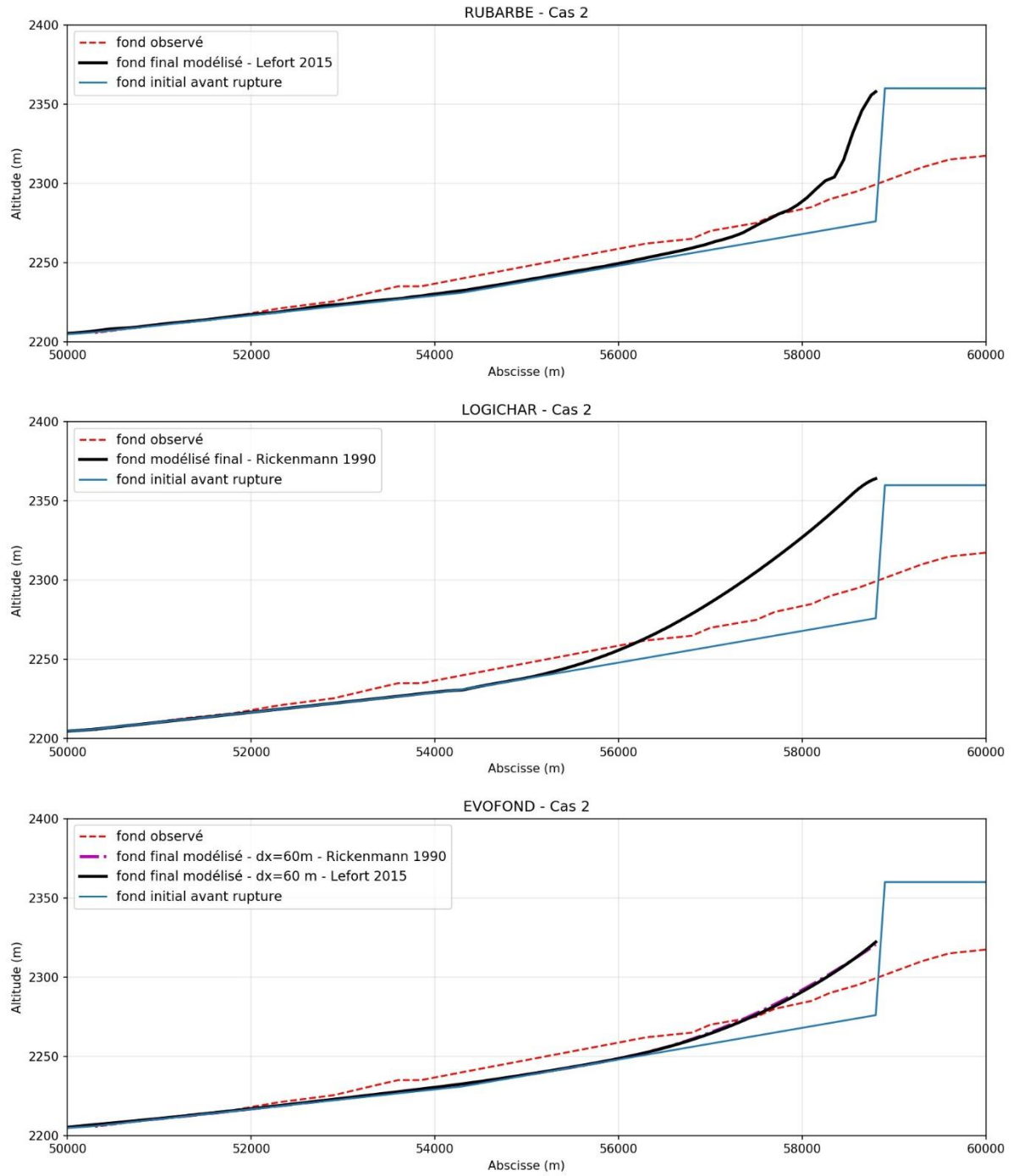


Figure 85 : Cas 2 - Comparaison des résultats des modèles RUBARBE, CHARRIAGE (ou LOGICCHAR) et EVOFOND

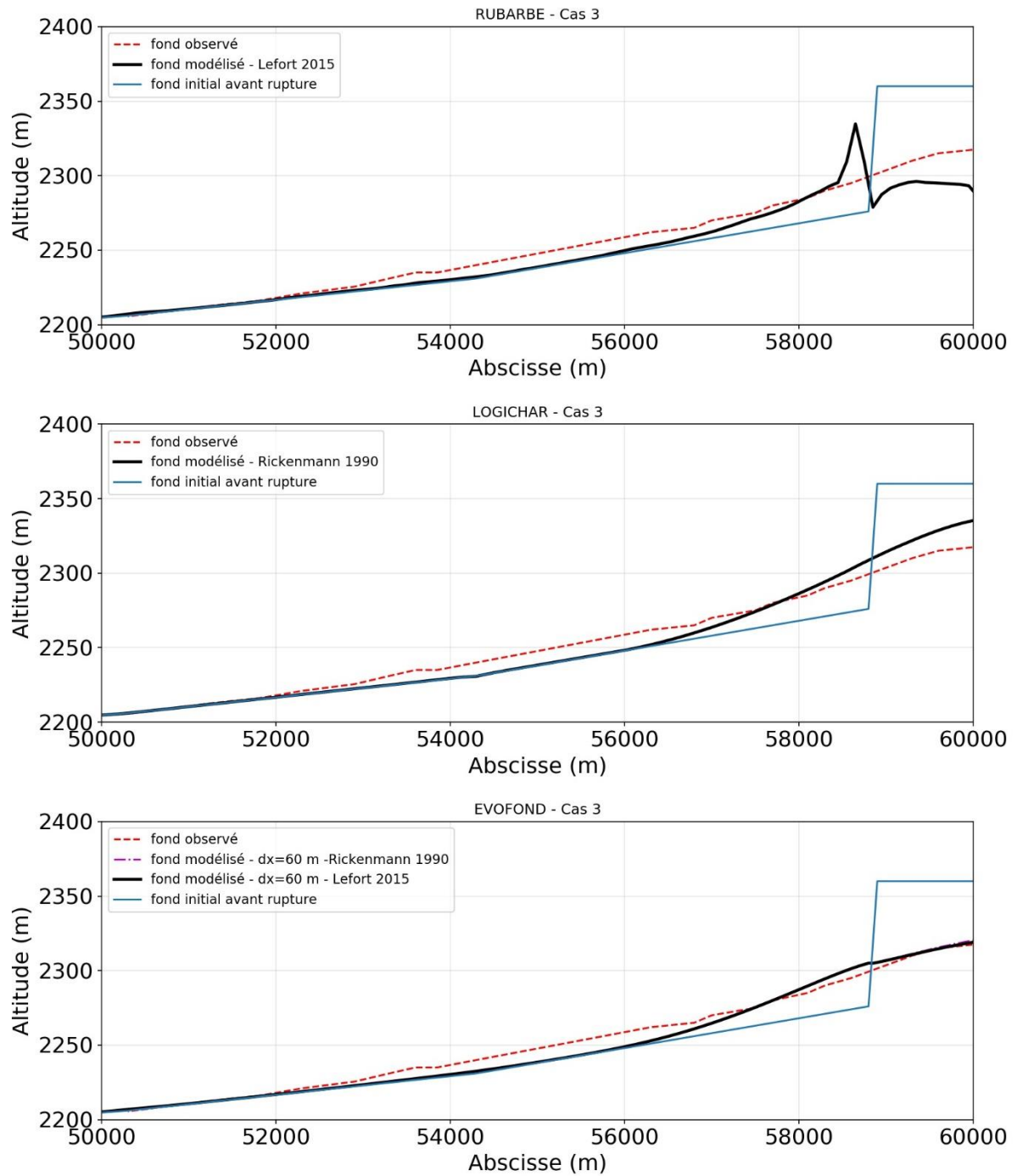


Figure 86 : Cas 3 - Comparaison des résultats des modèles RUBARBE, LOGICAR et EVOFOND

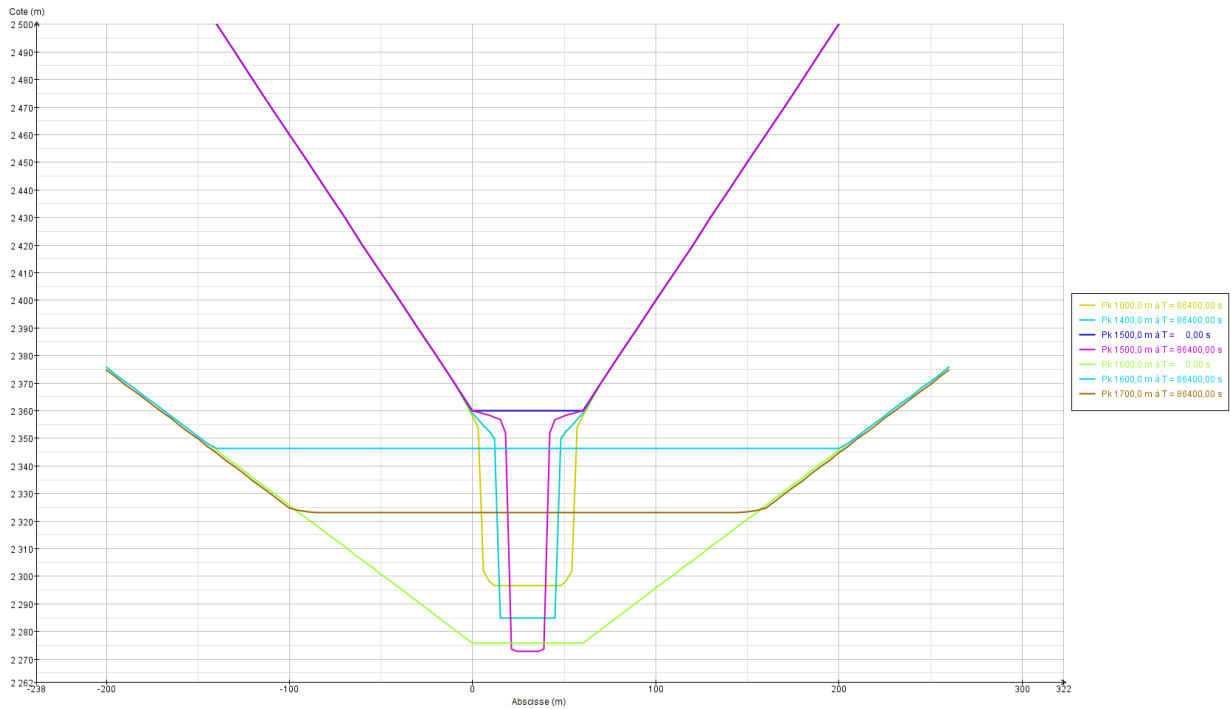


Figure 87 : Modélisation de l'érosion par RubarBE au sein du talus avec du barrage avec diminution de la largeur du lit

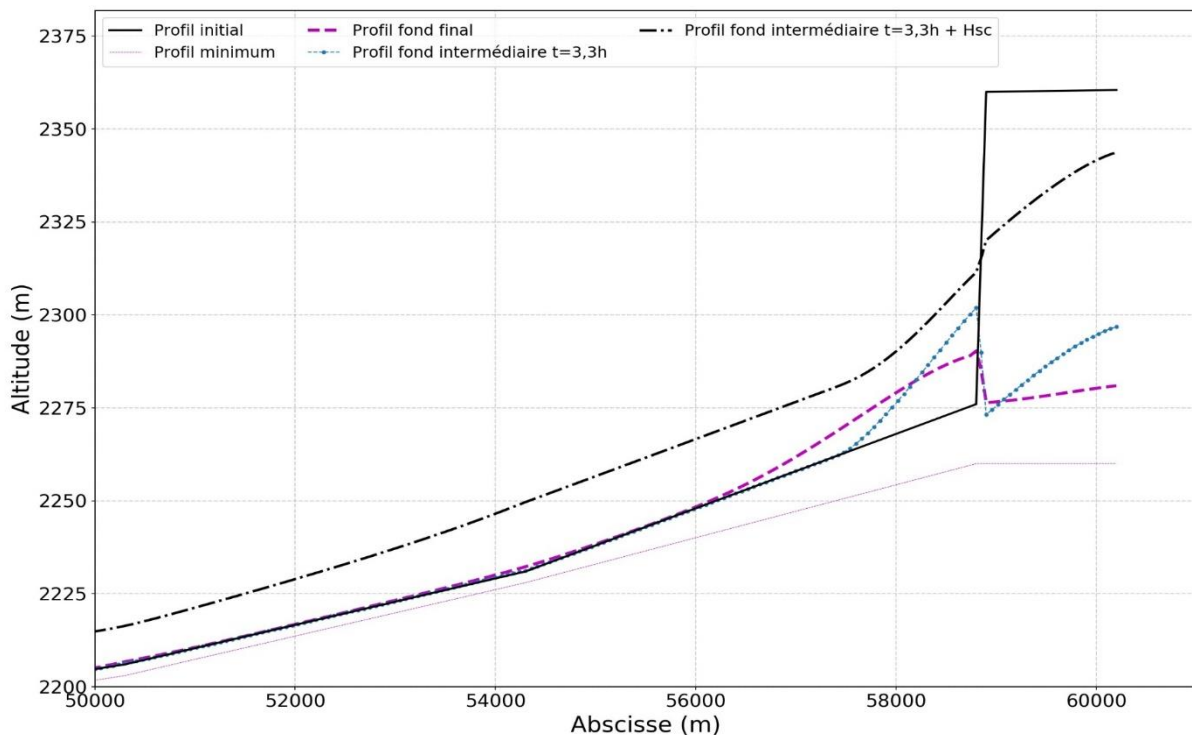


Figure 88 : Modélisation avec EVOFOND avec largeur de lit constante au niveau barrage de 15 m

On retrouve ainsi le comportement du modèle RubarBE avec discontinuité du fond au niveau du talus aval du barrage. On observe une tendance au rééquilibrage en fin de crue

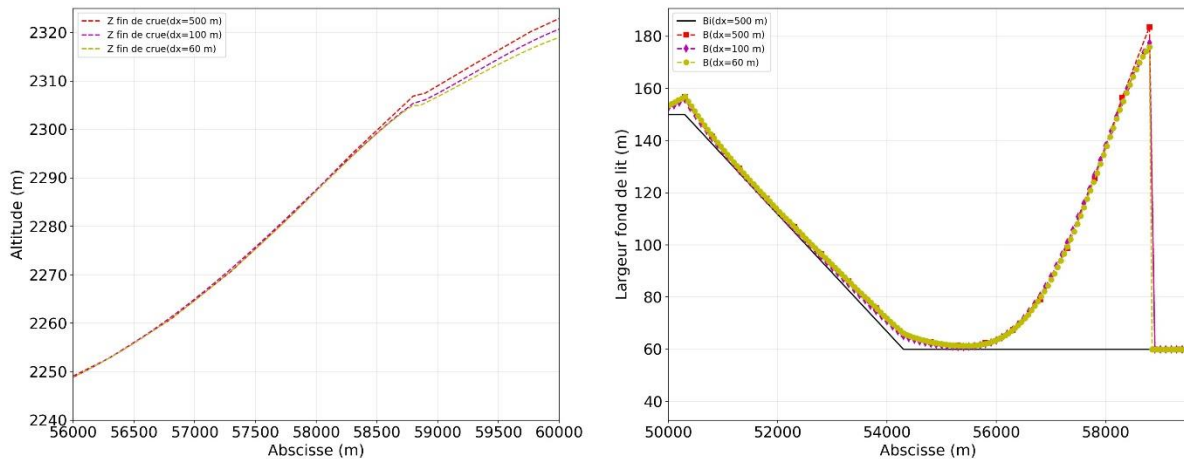


Figure 89 : Illustration du pas d'espace sur la sensibilité des résultats – EVOFOND – Cas 3
gauche : variation du fond de lit à l'interface entre le barrage et la section aval. droite : variation de la largeur du lit à l'interface entre le barrage et la section aval

V.5.2.c. Evolution du fond + ligne d'eau

On présente ci-après les résultats obtenus avec chaque modèle pour la ligne d'eau maximum. On rappelle que pour EVOFOND il a été fait le choix d'un couplage avec HEC-RAS en couplant les résultats obtenus à $t=8,5h$ avec la ligne d'eau max calculée avec HEC-RAS sur la topographie modifiée.

Mis à part sur les 3 à 4 premiers kilomètres où l'évolution du fond du lit est notable (cf. § précédent), on observe une très grande similitude entre les ligne d'eau HEC-RAS et RubarBE. Par contre pour les scénarios testés, la ligne d'eau Logichar diffère notablement. L'explication est un maillage différent avec un rétrécissement brusque (passage d'une largeur en fond de 150 m à 60 m) alors que dans RubarBE et HEC-RAS le rétrécissement est beaucoup plus progressif avec une interpolation linéaire sur 4 km.

Sur le linéaire amont, les différences entre les 3 modèles testés sont imputables à l'évolution du fond et non au calcul hydraulique.

Ce paragraphe confirme donc, comme cela a déjà été esquissé dans l'étude de la propagation d'onde de crue, que l'hydraulique est appréhendée de manière quasi équivalente par chacun des modèles, sous condition bien entendu d'une représentation identique de la géométrie, avec notamment une attention particulière à porter au maillage, à la représentation des rétrécissements élargissements (brusques ou progressifs) et des conditions aux limites.

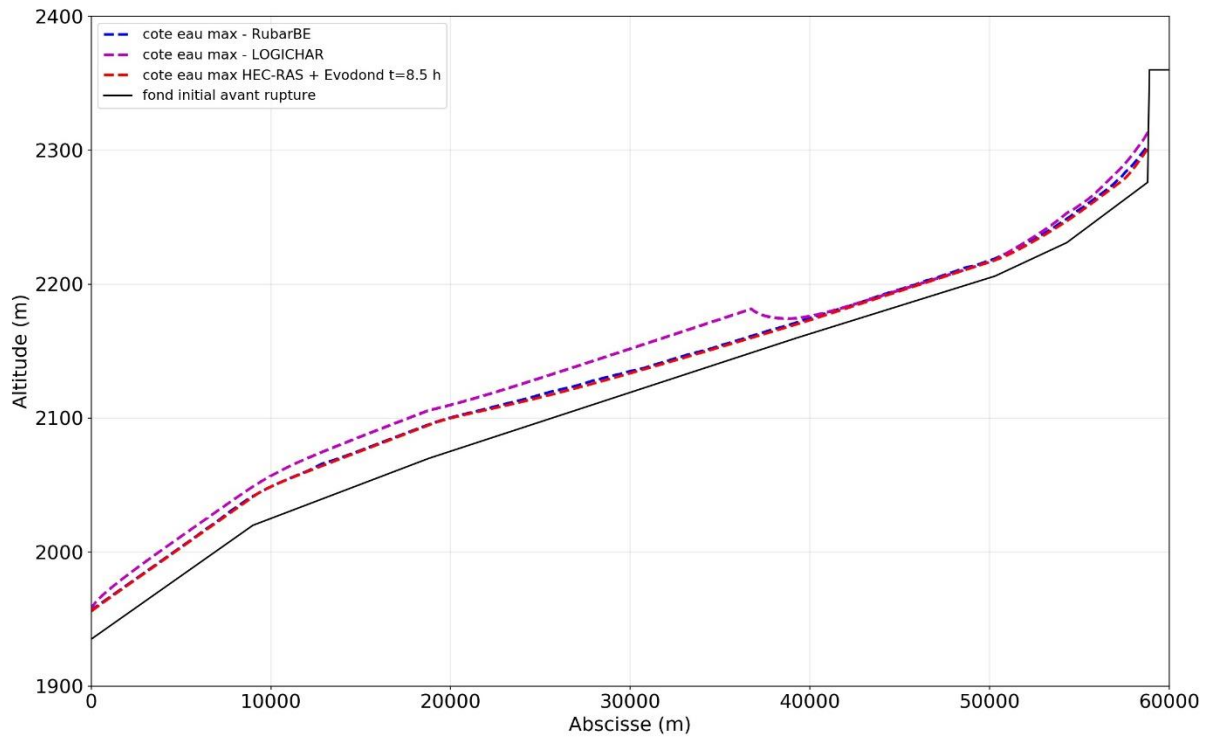


Figure 90 : Ligne d'eau maximum – Scénario 1

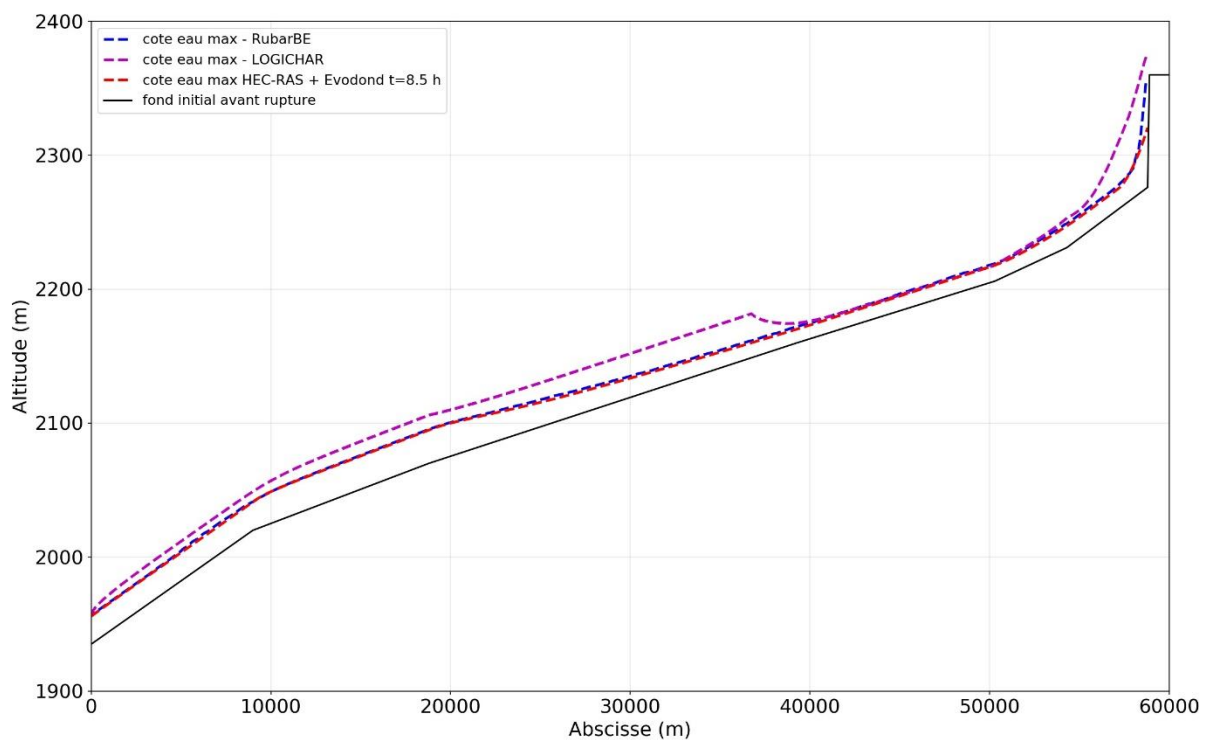


Figure 91 : Ligne d'eau maximum – scénario 2

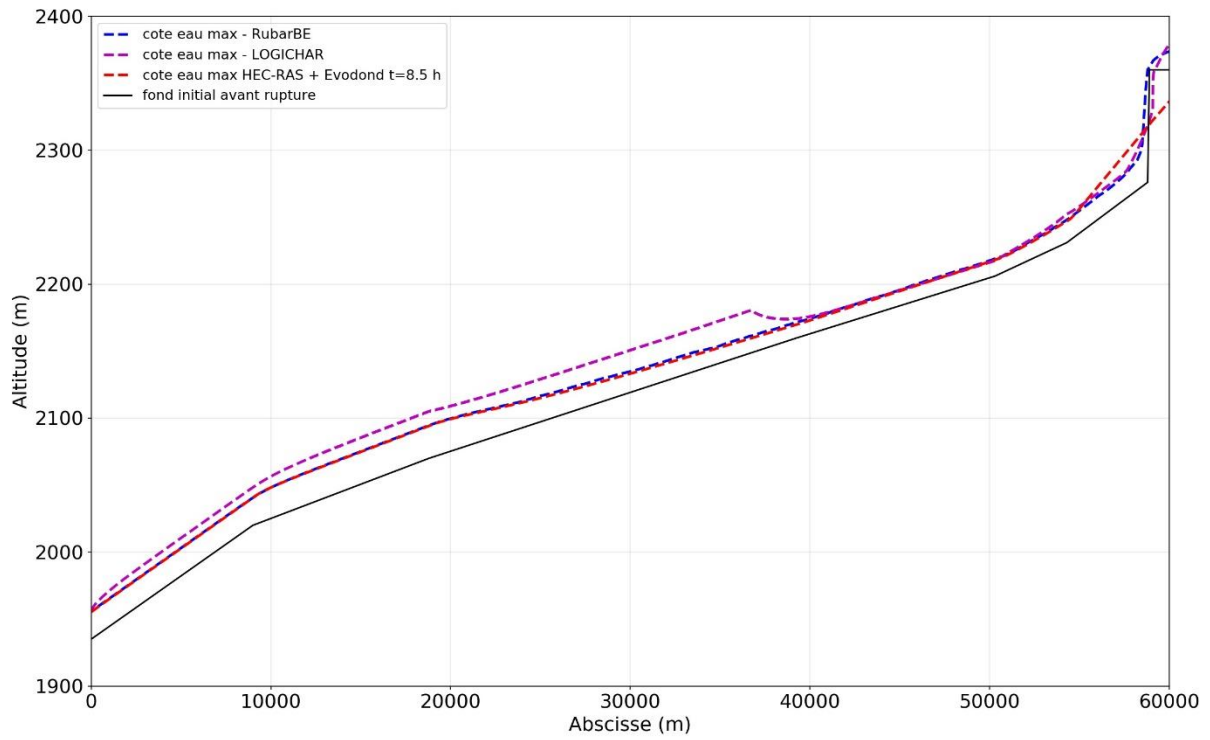


Figure 92 : Ligne d'eau maximum – scénario 3

V.5.3 Synthèse

Les principales conclusions des modélisations numériques de la propagation d'onde de crue intégrant les évolutions du lit au cours de la crue sont les suivantes :

- Les évolutions de fond de lit sont notables sur les 3 à 4 premiers km à l'aval de la rupture de barrage. L'ensemble des modèles sous-estime la longueur de propagation des sédiments, sans que l'on puisse déterminer si les différences avec le profil en long de dépôts observés sont dues à une inadéquation des modèles et des formules de transport, à une représentation trop simplifiée de la topographie, ou au contraire à des phénomènes non pris en compte comme la déstabilisation de versants au cours de la crue.
- Sur les 3 scénarios de conditions d'entrée testés, seuls les scénarios 1 et 3 permettent selon les modèles d'approcher le niveau des dépôts atteints dans les deux premiers kilomètres à l'aval de la rupture du barrage. Les différences entre les trois modèles sont cependant conséquentes, ce qui interpelle pour le moins alors que la géométrie et les formules de transport utilisées sont identiques. Elles peuvent être en partie expliquées par la densité du maillage, la représentation des changements de sections (rétrécissements/élargissements brusques ou interpolation linéaire), ou bien encore par les modalités de calcul de dépôt ou d'érosion sur les profils en travers.
- Si la modélisation de l'évolution du fond conduit à des différences substantielles entre les modèles, l'hydraulique est par contre appréhendée correctement, tant au niveau de la propagation et de l'atténuation de l'onde de crue que des hauteurs d'eau maximales.
- Pour la propagation de l'onde de crue, les trois modèles (RubarBE, Logichar et HEC-RAS) reproduisent – avec les coefficients de Strickler utilisés – une très faible atténuation du débit de pointe tout au long du domaine de modélisation long de 60 km. Celle-ci est au minimum de 97 % à la limite aval, et dépasse même 100 % pour le modèle RubarBe. Ces résultats surestiment le coefficient d'atténuation de 86 % observé à Amaluza, avec un écart tout à fait raisonnable de l'ordre de 10 à 15 %, correspondant vraisemblablement largement à l'ordre de grandeur des incertitudes.
- Concernant les hauteurs d'eau maximales, les hauteurs modélisées sont globalement du même ordre de grandeur que celles observées (6 à 8 m dans les secteurs de vallées les plus ouvertes, et jusqu'à 25 à 30 m dans les parties les plus encaissées). Les résultats obtenus avec RubarBe et HEC-RAS sont quasi identiques hormis sur le linéaire amont où l'évolution du fond explique les différences observées. Les résultats obtenus avec Logichar diffèrent, mais seulement en raison d'une représentation beaucoup plus brutale des changements de section.

VI. CONCLUSION

Bilan

Dans le cas de la prédétermination de conséquences possibles d'une rupture de barrage liée à un glissement de terrain, les incertitudes principales résident dans la détermination des caractéristiques de la rupture : débit de pointe, largeur de brèche et temps d'ouverture de brèche. Dans un contexte aussi incertain, il est donc crucial de conduire des approches de modélisation par scénarios couvrant une large gamme de paramètre d'entrée plausibles.

Les formules empiriques de prédétermination de ces caractéristiques sont sujettes à une très grande variabilité des résultats et ne permettent donc d'accéder qu'à des ordres de grandeurs. Sur le cas d'étude de la Josefina les formules établies à partir de cas documentés de ruptures de barrages faisant suite à un glissement donnent des estimations plus réalistes que celles établies à partir de ruptures de barrages artificiels qui tendent à surestimer le débit de pointe et sous-estimer la durée d'ouverture de brèche. Ce résultat est logique puisqu'en moyenne les barrages issus de glissements sont plus épais, avec des pentes de talus plus faibles et des matériaux moins homogènes, avec par voie de conséquence des ruptures moins brutales. Il s'agit bien entendu d'un résultat sur exemple et il serait imprudent de généraliser ce résultat. A l'issue de ce projet on se pose néanmoins la question du bien-fondé de l'utilisation des modèles établis sur barrages artificiels (et notamment les modèles de type courbe enveloppe) : vaut-il mieux utiliser de nombreuses formules établies à partir de nombreux cas de rupture dans un contexte différent de celui étudié, ou bien un nombre beaucoup plus restreint de formules établies sur un faible nombre de cas de rupture de barrages issus de glissements de terrains ?

L'utilisation du module de rupture RUPRO intégré aux modèles Rubar est une alternative intéressante à ces formules, avec un calcul de l'hydrogramme de rupture effectué à partir d'hypothèses sur la granulométrie des matériaux, le mode de rupture, la géométrie du barrage et la taille initiale de la brèche. Sur le Pas de l'Ours on obtient des hydrogrammes de rupture avec des débits de pointe très faibles, voire nuls, et donc largement inférieurs à ceux obtenus avec les formules empiriques de barrages artificiels ou avec le module de formation de brèche intégré à HEC-RAS (au mieux 2 000 m³/s de débit de pointe contre 8 000 m³/s avec HEC-RAS pour un barrage de 40 m).

Le module de rupture intégré à HEC-RAS calcule l'hydrogramme avec une loi type déversoir en fonction de la cote initiale du plan d'eau et des caractéristiques de brèche (géométrie finale, temps et cinétique d'ouverture). Le temps d'ouverture de brèche peut être prédéterminé avec quelques formules empiriques citées dans le rapport. A volume de retenue constant, le débit de pointe est quasi proportionnel au temps d'ouverture de brèche considéré. La prise en compte de durées très courtes sur la base de formules établies sur des barrages artificiels conduit donc à des débits de pointe très élevés (8 000 m³/s sur le Pas de l'Ours avec un temps d'ouverture de brèche de 24 min).

Une autre cause possible de surestimation importante du débit de pointe (et de sous-estimation de la durée) est de faire l'hypothèse, comme sur beaucoup de ruptures de barrages artificiels, que la hauteur de brèche est égale à la hauteur du barrage (soit une érosion complète du remblai). Dans le cas de ruptures de barrages issus de glissements caractérisés par des volumes de matériaux largement supérieurs, il est en effet possible que les matériaux érodés au niveau de la brèche forment des dépôts massifs à l'aval immédiat du barrage, dépôts dont la hauteur limite physiquement la profondeur possible de brèche. C'est d'ailleurs ce qui a été observé dans le cas de la rupture du barrage de la Josefina.

Il est apparu au cours du projet que l'utilisation de modèles numériques d'évolution du fond du lit (RubarBE, LogiChar et Evofond) pouvait permettre d'approcher de manière indirecte les couples débit de pointe-largeur de brèche en vérifiant que la hauteur de brèche prise comme hypothèse d'entrée pour la prédétermination du débit de pointe est compatible avec la hauteur de dépôt modélisée directement à l'aval de la rupture du barrage. Plusieurs techniques pourraient s'avérer efficaces : (a) intégration du barrage dans la géométrie du modèle numérique avec calcul de l'érosion dans la brèche effectuée par le modèle (nécessite une hypothèse sur la

largeur de brèche); (b) géométrie du modèle ne prenant pas en compte le barrage avec volume du sédimentogramme injecté du même ordre de grandeur que le volume érodé dans la brèche (hypothèses sur la largeur + calcul géométrique ; ou utilisation du module RUPRO).

Une fois caractérisés les paramètres de rupture, les différents modèles utilisés (suite Rubar, Logichar, HEC-RAS) ont dans l'ensemble montré des différences relativement peu significatives quant à la propagation de l'onde de crue : atténuation, vitesses de propagation, hauteurs d'eau. Dans le cas du Pas de l'Ours, on a toutefois observé des différences entre les modèles HEC-RAS et RUBAR (Rubar3 et Rubar20) à l'amont de contractions, ce qui laisse penser à un traitement différent des pertes de charges singulières entre les deux modèles. Sur le cas de la Josefina, les différences observées entre Logichar et les autres modèles sont probablement liées à un maillage différent et une prise en compte un peu différente des rétrécissements/élargissements du chenal.

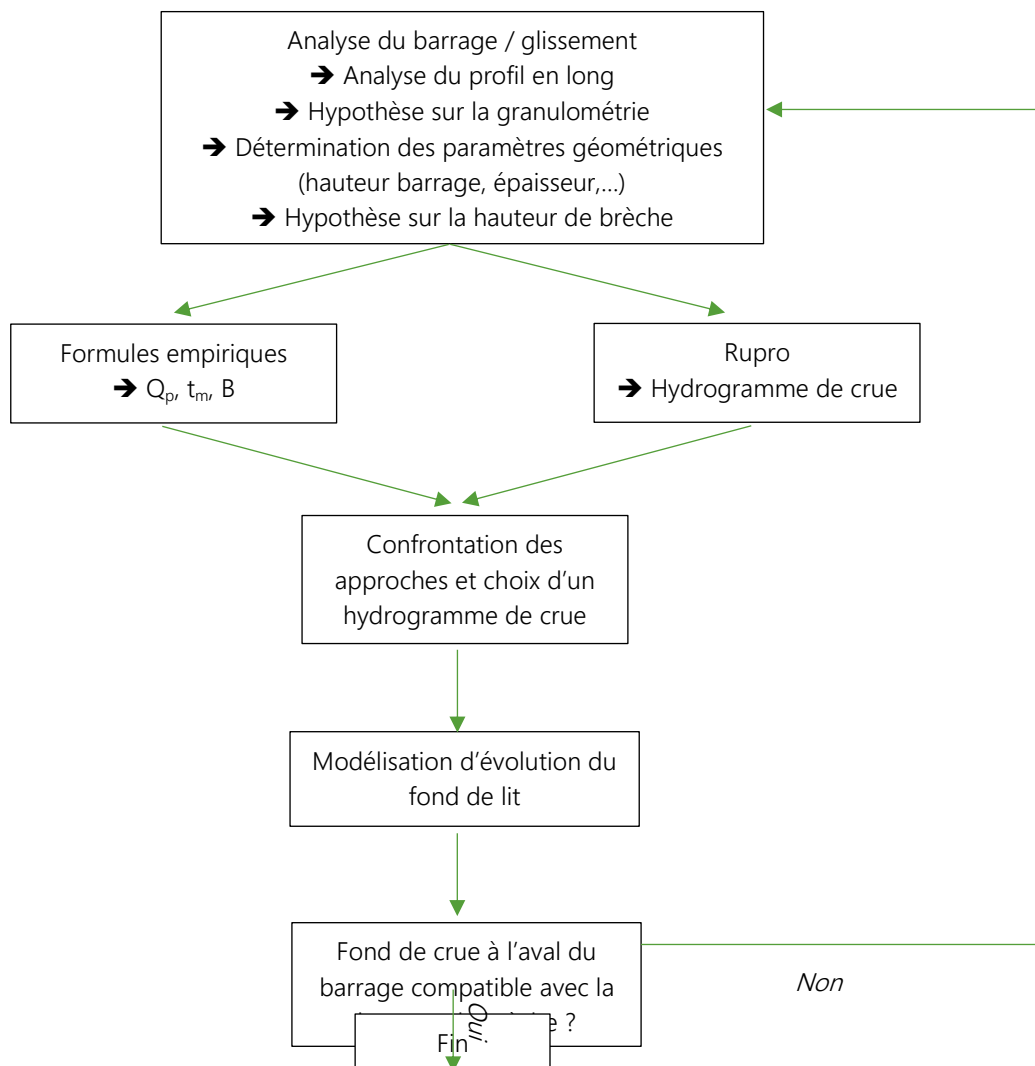
Sur les deux cas d'étude investigués, les modélisations d'évolution du fond permettent de dégager des tendances. Des dépôts massifs sont obtenus dans les premiers kilomètres à l'aval de la rupture de barrage, puis les évolutions de fond deviennent secondaires devant les hauteurs d'eau modélisées. A noter toutefois que les variations locales de sections (resserrement de la vallée ou au contraire élargissement) peuvent conduire à des variations locales significatives aussi bien du fond que de la hauteur d'eau. Alors que les modèles testés donnent des résultats proches au niveau hydraulique, on observe pour les modélisations de l'évolution du fond des différences importantes. Ce point est surprenant, notamment sur le cas d'étude de la Josefina, où les conditions aux limites et géométries de modèles sont a priori identiques. Une part des différences peuvent être en partie expliquées par la densité du maillage, la représentation des changements de sections (rétrécissements/élargissements brusques ou interpolation linéaire), ou bien encore par les modalités de calcul de dépôt ou d'érosion sur les profils en travers.

Enfin, on retiendra que les méthodes sommaires d'estimation de l'atténuation de l'onde de crue conduisent aussi bien sur le Pas de l'Ours que sur la Josefina à des atténuations plus fortes qu'avec les modèles hydrauliques, les différences s'accroissant vers l'aval.

Perspectives

1. Test de méthodologie sur cas documenté

Ce projet a mis en évidence que les ruptures de barrages issus de glissements peuvent suivre la quantité de matériaux érodés dans la brèche provoquer des dépôts massifs à l'aval immédiat du barrage et que sur de long linéaires avec des profils en long à pente modérée (< quelques %) les évolutions du profil deviennent ensuite secondaires devant la hauteur d'eau. Outre l'intérêt des modèles d'évolution du lit pour caractériser la hauteur des dépôts sur les premiers kilomètres à l'aval de la rupture, leur utilisation dans une méthodologie pourrait permettre de mieux cerner la hauteur de brèche et le débit de pointe de rupture. On propose donc de poursuivre le projet sur un cas documenté en testant la méthodologie suivante.



2. Comparaison des résultats de modèles d'évolution du fond du lit sur des cas très simples

L'objectif est ici de cerner les sources des différences constatées dans les résultats d'évolution du fond du lit sur des cas très simples sur lesquels on s'assure que tous les modèles respectent à la fois les mêmes conditions aux limites, la même géométrie, et les mêmes formules de transport. On pourra par exemple reprendre des cas test avec résultats provenant de modèles réduits.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE GENERALE

AZIMI, R., VATANKHAH, A. R., et KOUCHAKZADEH, S. Predicting peak discharge from breached embankment dams. In : E-Proc., 36th IAHR World Congress. 2015.

BUREAU OF RECLAMATIONS. ~1982!. Guidelines for defining inundated areas downstream from Bureau of Reclamation dams, Reclamation Planning Instruction No. 82-11, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, 25.

CANUTI, P., CASAGLI, N., ERMINI, L., 1998. Inventory of landslide dams in the Northern Apennine as a model for induced flood hazard forecasting. In: Andah, K. (Ed.), Managing Hydro-geological Disasters in a Vulnerable Environment for Sustainable Development CNR-GNDCI Publication Vol. 1900. CNR-GNDCI-UNESCO (IHP), Perugia, pp. 189–202.

CASAGLI, N. et ERMINI, L. Geomorphic analysis of landslide dams in the Northern Apennine. Transactions of the Japanese Geomorphological Union, 1999, vol. 20, no 3, p. 219-249.

CENDERELLI, Daniel A., 2000. Floods from Natural and Artificial Dam Failures. In : Inland Flood Hazards [en ligne]. Cambridge University Press. pp. 73 - 103. <http://dx.doi.org/10.1017/CBO9780511529412.004>

CETE Lyon – LRPC Rhône-Alpes (1996) - Les barrages naturels consécutifs à des éboulements en grande masse – Risque de rupture brutale – Étude bibliographique. Rapport interne 80 p.

COSTA, John E. Floods from dam failures. US Geological Survey, 1985.

COSTA, JOHN E. et SCHUSTER, ROBERT L., 1988. The formation and failure of natural dams. Geological Society of America Bulletin [en ligne]. juillet 1988. Vol. 100, n° 7, pp. 1054- 1068. DOI 10.1130/0016-7606(1988)100<1054:tfafon>2.3.co;2. Disponible à l'adresse : [http://dx.doi.org/10.1130/0016-7606\(1988\)100<1054:TFAFON>2.3.CO;2](http://dx.doi.org/10.1130/0016-7606(1988)100<1054:TFAFON>2.3.CO;2)

DONG, Jia-Jyun, TUNG, Yu-Hsiang, CHEN, Chien-Chih, LIAO, Jyh-Jong et PAN, Yii-Wen, 2011. Logistic regression model for predicting the failure probability of a landslide dam. Engineering Geology [en ligne]. janvier 2011. Vol. 117, n° 1-2, pp. 52- 61. DOI 10.1016/j.enggeo.2010.10.004. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.10.004>

ERMINI, L. et CASAGLI, N. Criteria for a preliminary assessment of landslide dam evolution. In : Landslides—Proceedings of 1st European Conference on Landslides; Rybar, J., Stemberk, J., Wagner, P., Eds. 2002. p. 157-162.

ERMINI, L. et CASAGLI, N., 2003. Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index. Earth Surface Processes and Landforms [en ligne]. janvier 2003. Vol. 28, n° 1, pp. 31- 47. DOI 10.1002/esp.424. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1002/esp.424>

EVANS, Stephen G., 1986. The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams. Canadian Geotechnical Journal [en ligne]. 1 août 1986. Vol. 23, n° 3, pp. 385- 387. DOI 10.1139/t86-053. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1139/t86-053>

FAN, Xuanmei, DUFRESNE, Anja, SIVA SUBRAMANIAN, Srikrishnan, STROM, Alexander, HERMANN, Reginald, TACCONI STEFANELLI, Carlo, HEWITT, Kenneth, YUNUS, Ali P., DUNNING, Stuart, CAPRA, Lucia, GEERTSEMA, Marten, MILLER, Brendan, CASAGLI, Nicola, JANSEN, John D. et XU, Qiang, 2020. The formation and impact of landslide dams – State of the art. Earth-Science Reviews [en ligne]. avril 2020. Vol. 203, pp. 103116. DOI 10.1016/j.earscirev.2020.103116. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1016/j.earscirev.2020.103116>

FROEHLICH, David C., 1995. Peak Outflow from Breached Embankment Dam. Journal of Water Resources Planning and Management [en ligne]. janvier 1995. Vol. 121, n° 1, pp. 90-97. DOI 10.1061/(asce)0733-9496(1995)121:1(90). Disponible à l'adresse : [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(1995\)121:1\(90\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1995)121:1(90))

FROEHLICH, David C., 2008. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. Journal of Hydraulic Engineering [en ligne]. décembre 2008. Vol. 134, n° 12, pp. 1708-1721. DOI 10.1061/(asce)0733-9429(2008)134:12(1708). Disponible à l'adresse : [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2008\)134:12\(1708\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:12(1708))

FROEHLICH, David C., 2016. Predicting Peak Discharge from Gradually Breached Embankment Dam. Journal of Hydrologic Engineering [en ligne]. novembre 2016. Vol. 21, n° 11, pp. 04016041. DOI 10.1061/(asce)he.1943-5584.0001424. Disponible à l'adresse : [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0001424](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001424)

HAGEN, V. K. ~1982. "Re-evaluation of design floods and dam safety." Proc., 14th Congress of Int. Commission on Large Dams, International Commission on Large Dams, Paris

KIRKPATRICK, G. W. ~1977!. "Evaluation guidelines for spillway adequacy."The evaluation of dam safety, Engineering Foundation Conf., ASCE, New York, 395-414.

KORUP, Oliver, 2004. Geomorphometric characteristics of New Zealand landslide dams. Engineering Geology [en ligne]. mai 2004. Vol. 73, n° 1-2, pp. 13-35. DOI 10.1016/j.enggeo.2003.11.003. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2003.11.003>

MACDONALD, Thomas C. et LANGRIDGE-MONOPOLIS, Jennifer, 1984. Breaching Characteristics of Dam Failures. Journal of Hydraulic Engineering [en ligne]. mai 1984. Vol. 110, n° 5, pp. 567-586. DOI 10.1061/(asce)0733-9429(1984)110:5(567). Disponible à l'adresse : [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1984\)110:5\(567\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:5(567))

MONTANDON, F., (1933) Chronologie des grands éboulements alpins, du début de l'ère chrétienne à nos jours – Société de Géographie Genève – Matériaux pour l'étude des calamités 32- 271-340

MORRIS, Mark, WEST, Matthew et HASSAN, Mohamed, 2018. A Guide to Breach Prediction. Dams and Reservoirs [en ligne]. décembre 2018. Vol. 28, n° 4, pp. 150-152. DOI 10.1680/jdare.18.00031. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1680/jdare.18.00031>

PENG, M. et ZHANG, L. M., 2011. Breaching parameters of landslide dams. Landslides [en ligne]. 4 mai 2011. Vol. 9, n° 1, pp. 13-31. DOI 10.1007/s10346-011-0271-y. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1007/s10346-011-0271-y>

PIERCE, Michael W., THORNTON, Christopher I. et ABT, Steven R., 2010. Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams. Journal of Hydrologic Engineering [en ligne]. mai 2010. Vol. 15, n° 5, pp. 338-349. DOI 10.1061/(asce)he.1943-5584.0000197. Disponible à l'adresse : [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000197](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000197)

SINGH, Krishan P. et SNORRASON, Arni, 1984. Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. Journal of Hydrology [en ligne]. février 1984. Vol. 68, n° 1-4, pp. 295-310. DOI 10.1016/0022-1694(84)90217-8. Disponible à l'adresse : [http://dx.doi.org/10.1016/0022-1694\(84\)90217-8](http://dx.doi.org/10.1016/0022-1694(84)90217-8)

SOIL CONSERVATION SERVICE~SCS. ~1981. "Simplified dam-breach routing procedure." Tech. Release No. 66 ~Rev. 1!, 39.

TACCONI STEFANELLI, Carlo, CATANI, Filippo et CASAGLI, Nicola, 2015. Geomorphological investigations on landslide dams. Geoenvironmental Disasters [en ligne]. 14 août 2015. Vol. 2, n° 1. DOI 10.1186/s40677-015-0030-9. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1186/s40677-015-0030-9>

THORNTON, Christopher I., PIERCE, Michael W. et ABT, Steven R., 2011. Enhanced Predictions for Peak Outflow from Breached Embankment Dams. *Journal of Hydrologic Engineering* [en ligne]. janvier 2011. Vol. 16, n° 1, pp. 81- 88. Disponible à l'adresse : [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000288](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000288)

VON THUN, J. L., and GILLETTE, D. R. ~1990. "Guidance on breach parameters." Internal Memorandum, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, 17.

WALDER, JOSEPH S. et COSTA, JOHN E., 1996. OUTBURST FLOODS FROM GLACIER-DAMMED LAKES: THE EFFECT OF MODE OF LAKE DRAINAGE ON FLOOD MAGNITUDE. *Earth Surface Processes and Landforms* [en ligne]. août 1996. Vol. 21, n° 8, pp. 701- 723. Disponible à l'adresse : [http://dx.doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9837\(199608\)21:8<701::AID-ESP615>3.0.CO;2-2](http://dx.doi.org/10.1002/(SICI)1096-9837(199608)21:8<701::AID-ESP615>3.0.CO;2-2)

WALDER, Joseph S. et O'CONNOR, Jim E., 1997. Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams. *Water Resources Research* [en ligne]. octobre 1997. Vol. 33, n° 10, pp. 2337- 2348. DOI 10.1029/97wr01616. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1029/97WR01616>

WANG, Bo, CHEN, Yunliang, WU, Chao, PENG, Yong, SONG, Jiajun, LIU, Wenjun et LIU, Xin, 2018. Empirical and semi-analytical models for predicting peak outflows caused by embankment dam failures. *Journal of Hydrology* [en ligne]. juillet 2018. Vol. 562, pp. 692- 702. DOI 10.1016/j.jhydrol.2018.05.049. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.05.049>

WEBBY, M. G. (1996). "Discussion of 'Peak outflow from breached embankment dam.' by D. C. Froehlich." *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 10.1061/(ASCE)0733-9496(1996)122:4(316), 316–317.

ZHANG L., PENG M. CHANG D., XU Y., Statistical Analysis of Failures of Landslide Dams, 2016a. In : *Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment* [en ligne]. John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd. pp. 25 - 52. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1002/9781118558522.ch3>

ZHANG L., PENG M. CHANG D., XU Y. Dam Breach Modeling, 2016b. In : *Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment* [en ligne]. John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd. pp. 161- 221. Disponible à l'adresse : <http://dx.doi.org/10.1002/9781118558522.ch8>

BIBLIOGRAPHIE RELATIVE AU CAS D'ETUDE DE LA JOSEFINA

ABRIL Boris Julio (2006). Estudios hidrodinamicos del rio Paute durante el desastre de la Josefina para el proyecto Paute Mazar. COMITÉ BRASILEIRO DE BARRAGENS V SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE PEQUENAS E MÉDIAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS FLORIANÓPOLIS – SC, 03 A 06 DE ABRIL DE 2006. 20 pages.

CADIER Eric, ZEVALLOS O., BASABE P. (1996). Le glissement de terrain et les inondations catastrophiques de la Josefina en Equateur. In : *Les risques naturels et leur gestion en Equateur : diversité des exemples, complémentarité des approches*. Bulletin de l'Institut Français d'Études Andines, 25 (3), 421-441. ISSN 0303-7495.

ZEVALLOS MORENO, O., FERNANDEZ Maria A., PLAZA-NIETO Galo, SOJOS Susano K. (1996). Sin plazo para la esperanza: reporte sobre el desastre de La Josefina, Ecuador, 1993. [Quito], Ecuador, Escuela Politécnica Nacional.

REFERENCES DES LOGICIELS

Rubar 20:

EL KADI, K., PAQUIER, A., MIGNOT, E. - 2009. Modelling flash flood propagation in urban areas using a two-dimensional numerical model. *Natural Hazards*, vol. 50, p. 433-460

PAQUIER, A. - 2010. Chapitre 11 : Modèle bidimensionnel de transport de sédiments avec RUBAR 20TS. De la goutte de pluie jusqu'à la mer. *Traité d'hydraulique environnementale. Volume 9, Logiciels d'ingénierie du cycle de l'Eau*, Tanguy, J.M. (ed.), Lavoisier, Paris, p. 165-175

RubarBE:

CAMENEN, B., BERAUD, C., LE COZ, J., PAQUIER, A. - 2017. 1D morphodynamic modelling using a simplified grain size description. *Journal of Hydraulic Research*, p. 1-13

EL KADI, K., PAQUIER, A. - 2009. One-dimensional numerical modeling of sediment transport and bed deformation in open channels. *Water Resources Research*, vol. 45, n° W05404, 20 p.

PAQUIER, A., KHODASHENAS, S.R. - 2002. River bed deformation calculated from boundary shear stress. *Journal of Hydraulic Research*, vol. 40, n° 5, p. 603-609

Castor :

PAQUIER, A., ROBIN, O. - 1997. CASTOR: simplified dam-break wave model. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, vol. 123, n° 8, p. 724-728

PAQUIER, A., ROBIN, O. - 1995. Une méthode simple pour le calcul des ondes de rupture de barrage. *Houille Blanche-Revue Internationale de l'Eau*, n° 8, p. 29-34

CastorDigue:

REZNONI, J., PAQUIER, A., COGOLUEGNES, A. - 2005. Un outil d'estimation rapide du risque d'inondation à l'aval d'une digue. *Méthodes et premières étapes de validation. Ingénieries - E A T*, n° Spécial Sécurité des digues fluviales et de navigation, p. 47-53

HEC-RAS:

Brunner G – 2014 – TD 39 – USACE - Using HEC-RAS for dam break studies

Xiong Yi (Frank) – 2011 - A Dam Break Analysis Using HEC-RAS - *Journal of Water Resource and Protection*, 2011, 3, 370-379

Logichar:

Logichar « transitoire » : L'onde de rupture d'un barrage : transport solide et potentielles laves torrentielles, in : *Projet transfrontalier Italie-France Alcotra RISBA ; Verba Volant*, Torino, 2015 : 171 – 187. ISBN : 9788894069501.

Lefort P. (1991). *Transport solide dans le lit des cours d'eau. Dynamique fluviale*. SOGREAH – ENSHMG – INPG.

Leveque R. J. (2002). *Finite volume methods for hyperbolic problems*. Cambridge University Press.

Meunier M. (1991). *Eléments d'hydraulique torrentielle. Série Etudes du Cemagref, N°1 Montagne*.

Recking A. (2013). Simple method for calculating reach-averaged bed-load transport. *Journal of hydraulic engineering*, 139(1), 70-75.

Rickenmann D. (1990). *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH, Zurich. 249 p.

EVOFOND:

Kuss D., Queffelec Y., Carlados S., Martin R. EVOFOND : un modèle 1D pour la simulation des processus d'érosion et de dépôt survenant au cours de crues torrentielles intenses. *Colloque TSMR – CFBR « Transport sédimentaire : rivières & barrages réservoirs »*, Saclay, du 8 au 10 décembre 2020

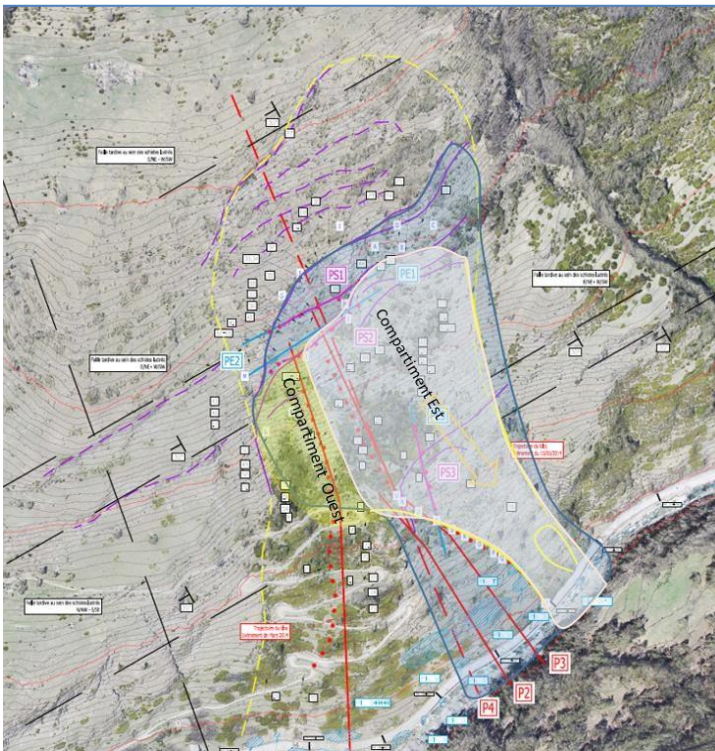
ANNEXE 1

Etude du glissement du Pas de l'Ours – Hypothèses sur les volumes de glissement et les volumes et hauteurs de barrages.

Scénarios selon extension latérale et amont du glissement et la profondeur de la surface de glissement

Cinq scénarios prenant en compte l'évolution de l'emprise supposée ou constatée des compartiments Ouest et Est ainsi que les profondeurs déterminées par méthodes géophysiques utilisées par le bureau SAGE (mission G2, sécurisation de la RD947, septembre 2015) sont présentés ci-après.

Scénario 1 :



Glissement de sub-surface :

Glissement du compartiment Est

Surface estimée de 10 ha avec surcharge des terrains glissés anciens (amont talus RD) + coulées de boue :

⇒ V estimé 1 800 000 m³ avec profondeur rupture à 18 m ;

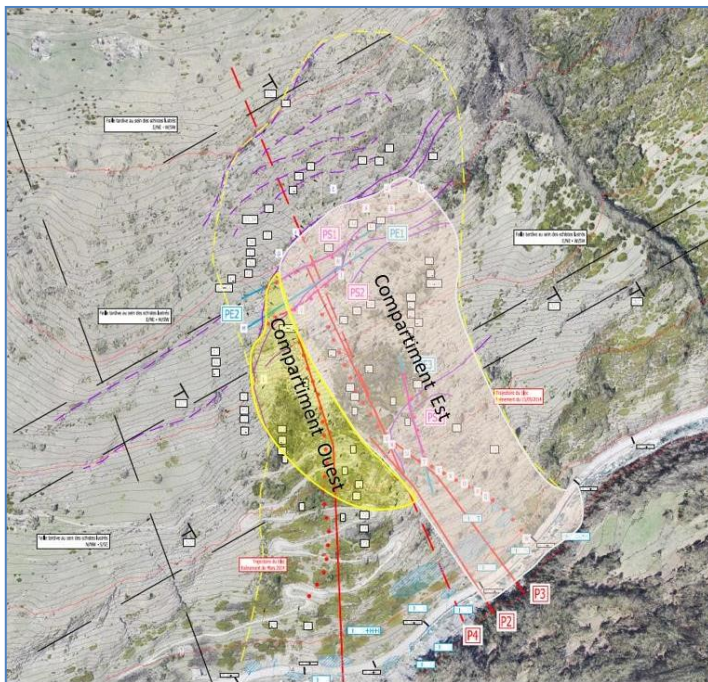
Compartiment Ouest avec dérochoir :

Surface de 2,5 ha sans indice de surface de rupture sur piste du Lombard, mais prévisible

⇒ V estimé 450 000 m³ avec profondeur rupture à 18m

Longueur RD 947 touchée par glissement compartiment Est : 105 m

Scénario 2 :

Glissement de sub-surface

Glissement du compartiment Est Surface 14 ha avec surcharge des terrains glissés anciens (amont talus RD) + coulées de boue

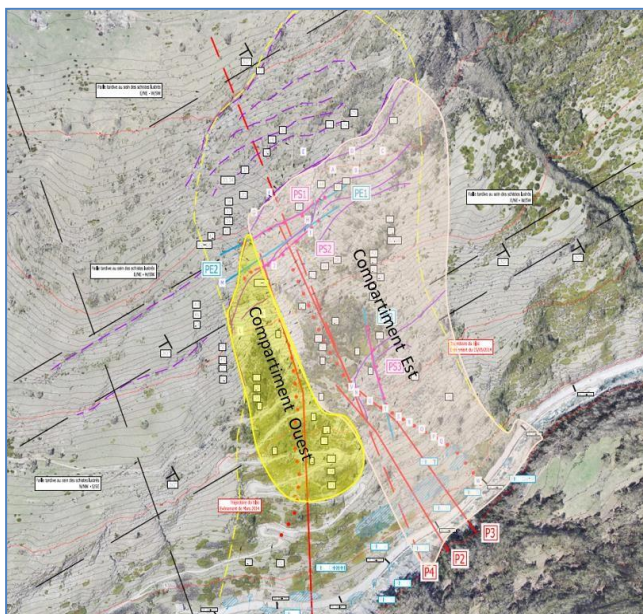
⇒ V estimé 2 520 000 m³ avec profondeur rupture à 18m

Compartment Ouest avec dérochoir : Surf 6 ha sans indice de surface de rupture sur piste du Lombard à évolution lente

⇒ V estimé 108 000 m³ avec profondeur rupture à 18m

Longueur RD 947 touchée par glissement compartiment Est : 215 m

Scénario 3 :

Glissement de sub-surface avec extension latérale Est

Glissement du compartiment Est

Extensions latérales Est et Ouest avec éboulement des compartiments E sous niche de décrochement au contact de la piste DFCI - surface estimée de 18 ha

⇒ V estimé 3 240 000 m³ avec profondeur rupture à 18 m

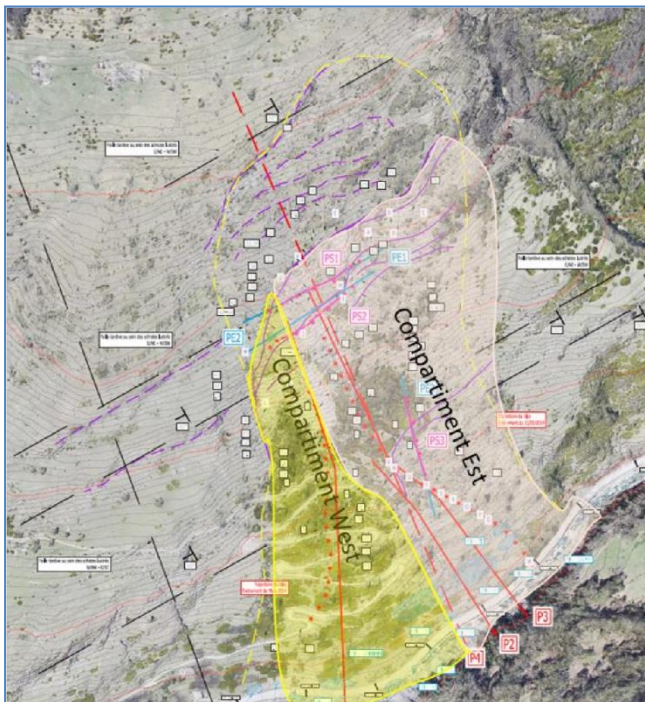
Glissement du Compartiment Ouest

Avec avancée sur lacets sans rupture de l'éperon central - Surf : 6,14 ha

⇒ V estimé 1 005 200 m³ avec profondeur rupture à 18 m

Longueur RD 947 touchée par glissement
compartiment Est : 260 m

Scénario 4 :



Glissement de sub-surface et rupture de l'éperon central

Glissement du compartiment Est Extensions latérales Est et Ouest avec éboulement des compartiments E sous niche de décrochement au contact de la piste DFCI

surf : 18 ha

⇒ V estimé 3 240 000 m³ avec profondeur rupture à 18 m

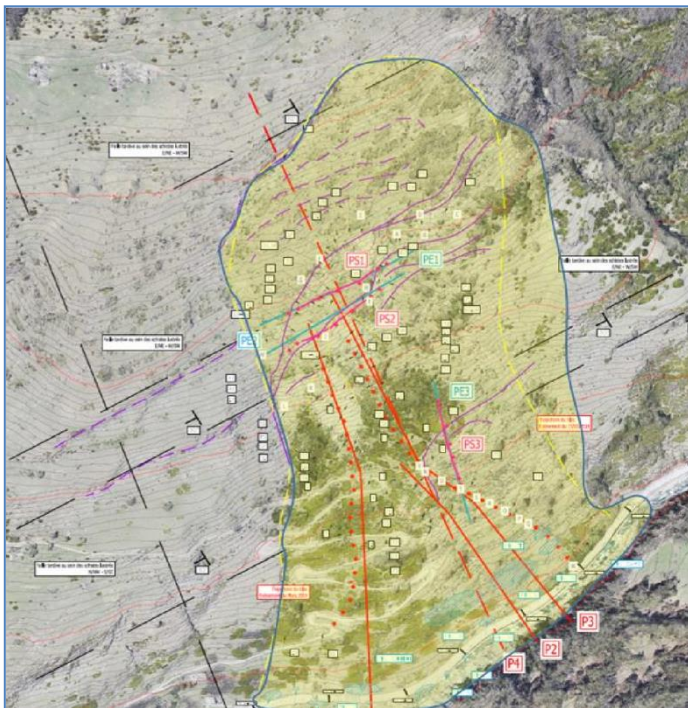
Glissement du Compartiment Ouest avec rupture de l'éperon central

Surf : 8,4ha

⇒ V estimé 1512 000 m³ avec profondeur rupture à 18 m

Longueur RD 947 touchée par glissement
compartiment Est : 500 m

Scenario 5 :



Glissement profond avec ruptures profondes à 35 et 50 m et régression amont vers le hameau des Eyglies

Surf 33 ha et extension latérale de la marge Est

⇒ V estimé 11 550 000 m³ avec profondeur rupture à 35 m ;

⇒ V estimé 16 500 000 m³ avec profondeur rupture à 50 m ;

Longueur RD 947 touchée par glissement compartiment Est : 550 m

Tableau récapitulatif

	Compartiment Est	Compartiment Ouest (voie atteinte)	Linéaire en base « RD 947 impacté »
Scénario 1	1,8 Mm ³	0,45 Mm ³ (piste le Lombard)	105 m
Scénario 2	2,5 Mm ³	1,08 Mm ³ (piste le Lombard)	215 m
Scénario 3	3,2 Mm ³	1,10 Mm ³ (piste le Lombard)	260 m
Scénario 4	3,2 Mm ³	1, 51 Mm ³ (RD 947)	500 m
Scénario 5	11 Mm ³ avec surface rupture à 35m 16,5 Mm ³ avec surface rupture à 50m		550 m

En dehors de ces scénarios, il existe une multitude de situations et d'événements qui peuvent se produire mobilisant des volumes inférieurs, scénarios qui sont d'ailleurs plus probables.

L'incertitude sur les volumes affichés ici est très grande étant donné les incertitudes persistantes sur l'avancée du glissement et les épaisseurs mobilisées.

Volume du barrage

Pour estimer le volume du barrage, nous avons retenu une section trapézoïdale en faisant varier la pente transversale de dépôt (i-e perpendiculaire au Guil) de 10, 20 et 30 %, en sachant qu'un effondrement pourrait présenter une pente plus forte (dépendant de la granularité des matériaux) et à l'inverse moindre en cas d'apport par coulées boueuses.

La pente maximale retenue de 30 % (17°) correspond par ailleurs à des valeurs de pente que l'on observe dans le versant sur des zones de « moindre » pente, en sachant que la pente moyenne du glissement aval (Compartiment Est) est quant à elle beaucoup plus forte de l'ordre de 58% (30°).

L'épaisseur en crête retenue correspond à la largeur en pied du glissement au niveau de la RD 947 selon le scénario retenu (de l'ordre de 100 m pour le scénario 1 et 200-250 m pour les 2 et 3).

Des coulées boueuses ou des effondrements plus localisés pourraient bien entendu générer des barrages bien moins étendus qui seraient alors d'autant plus sensibles à l'érosion par surverse des écoulements.

De ce point de vue, un linéaire important de barrage le long du Guil est plutôt favorable, provoquant une ouverture plus progressive de la brèche et réduisant le débit de pointe.

Les pentes retenues pour les talus amont et aval dans le sens de la rivière (fruit Z_u et Z_d) sont respectivement de 30 % et 20 %. La pente à l'aval est généralement plus faible. Les pentes de talus sont généralement inférieures à la pente au repos des matériaux (estimée en première approximation à 20°, soit 36%).

Il existe des formules empiriques pour estimer ces valeurs (Takahashi – 1988, Chen et Kuo – 2014) qui donneraient dans notre cas des pentes plus faibles de l'ordre de 8 -10 % pour le talus aval. Avec de telles valeurs de pente, le pied du talus aval du barrage peut atteindre directement la sortie des gorges.

A partir des hypothèses précédentes et du MNT 2011, il est possible de déterminer le volume de matériaux nécessaire à la formation du barrage selon la hauteur (ou inversement déduire la hauteur du barrage connaissant le volume obstruant la vallée) :

Pente dépôt		10 %		20 %		30 %	
Epaisseur en crête		100 m	200 m	100 m	200 m	100 m	200 m
Hauteur du barrage (m)	5	15 000	26 000	23 000	37 000	37 000	53 000
	10	50 000	80 000	70 000	100 000	110 000	150 000
	15	100 000	160 000	150 000	210 000	240 000	310 000
	20	180 000	270 000	260 000	370 000	430 000	560 000
	25	290 000	430 000	430 000	590 000	680 000	890 000
	30	440 000	640 000	650 000	890 000	1 020 000	1 330 000
	35	630 000	910 000	930 000	1 270 000	1 480 000	1 870 000
	40	870 000	1 240 000	1 300 000	1 720 000	2 070 000	2 540 000

Le plan ci-dessous matérialise le dépôt évalué dans le Guil pour un barrage de 20 m de hauteur et une pente transversale de 20 %.

Pourcentage du volume du glissement formant le barrage

Dans le cas du glissement du Pas de l'Ours, il est très peu probable que l'ensemble du volume du glissement tel qu'il a été estimé sommairement précédemment (scénarios 1 à 5) n'atteigne le Guil.

La vallée du Guil au droit du glissement étant relativement encaissée, nous retiendrons des ratios de 30 à 50 % de volume du glissement participant à la constitution du barrage, en sachant que la fourchette probable est bien plus large.

Hauteurs du barrage résultantes

Pour le scénario 1 (volume global du glissement du compartiment Est de 1,8 Mm³), cela conduit à des volumes de barrage de 540 000 à 900 000 m³ soit des hauteurs de barrages de 33 à 41 m (pour une pente transversale à 10 %), 23 à 28 m (pour une pente transversale de 30 %).

Pour le scénario 2 (volume global du glissement du compartiment Est de 2,5 Mm³), cela conduit à des volumes de barrage de 750 000 à 1 250 000 m³ soit des hauteurs de barrages de 32 à 41 m (pour une pente transversale à 10 %), 23 à 29 m (pour une pente transversale de 30 %).

Les hauteurs du barrage (de 23 à 41 m) restent du même ordre puisque dans le cas du scénario 2, la base du glissement (considérée comme l'épaisseur en crête du barrage) est doublée.

Volume de la retenue

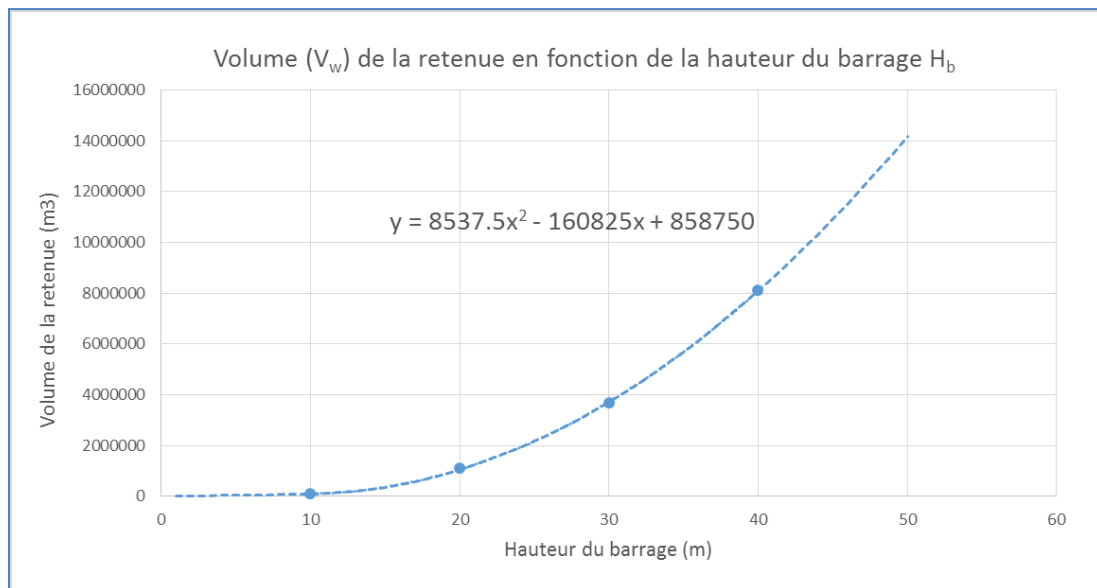
Le volume et l'étendue de la retenue d'eau ont été calculés dans le cadre du rapport du service RTM du 21 avril 2017 à partir du MNT (issu du relevé lidar de 2011). L'emplacement du barrage considéré pour ces estimations initiales était situé plus en aval (fond du Guil à 1479 m) que la position retenue actuellement au droit et en aval de la ravine sans nom située en bordure orientale du compartiment Est (fond du Guil à 1483,8 m).

Ils ont été réévalués ici à partir des volumes modélisés sous HEC-RAS (Volume de l'hydrogramme sortant au niveau de la brèche).

<i>Altitude de surverse</i>	<i>Hauteur du barrage</i>	Volume d'eau stockée
<i>1493,8 m</i>	<i>10 m</i>	90 000 m ³
<i>1503,8 m</i>	<i>20 m</i>	1 100 000 m ³
<i>1513,8 m</i>	<i>30 m</i>	3 675 000 m ³
<i>1523,8 m</i>	<i>40 m</i>	8 100 000 m ³

L'arase inférieure de la sous-poutre du pont d'accès au camping du Gouret se situe à la cote 1492,9 m. Avec un barrage se développant au droit de la ravine, il est susceptible d'être submergé dès que la hauteur du barrage dépasse 9 m.

Le graphique ci-dessous indique la variation du volume de la retenue en fonction de la hauteur du barrage. Une équation polynomiale d'ordre 2 permet d'estimer le volume de la retenue en fonction de H (valable pour H > 10 m, extrapolation linéaire en dessous de cette valeur).



La photo suivante indique par exemple l'étendue de la retenue pour un barrage de 20 m (le camping du Gouret est quasi-entièrement submergé).



Emprise amont de la retenue potentiellement formée par un barrage de 20 m de haut