

# ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE DES POUX A VALERNES (04)

## ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE



AVRIL 2021



N° du Marché	PRJ04254		
Indice	1	2	3
Nature des modifications	<i>Version initiale</i>	<i>Ajout de conclusions croisées avec l'étude de stabilité et d'érosion interne</i>	<i>Ajout de nouveaux scénarios</i>
Rédigé par	<i>Mingxuan DU Chargé d'études Visa :</i>  <i>Le : 28/09/2018</i>	<i>Mingxuan DU Chargé d'études Visa :</i>  <i>Le : 07/12/2018</i>	<i>Mingxuan DU Chargé d'études Visa :</i>  <i>Le : 02/04/2021</i>
Vérifié par	<i>Christophe DELAUNAY Chef de Projet Visa :</i>  <i>Le : 28/09/2018</i>	<i>Christophe DELAUNAY Chef de Projet Visa :</i>  <i>Le : 07/12/2018</i>	<i>Christophe DELAUNAY Chef de Projet Visa :</i>  <i>Le : 15/04/2021</i>

## RESUME

Dans le cadre de l'étude de l'onde de rupture et de la stabilité du barrage des Poux à VALERNES (04), la SCP a effectué une modélisation hydraulique de la propagation de l'onde de rupture. En parallèle, une étude de la stabilité et du risque d'érosion interne du barrage a été menée.

A cet effet, un modèle 2D a été construit à l'aide des données fournies par l'ASA du Canal de Ventavon St Tropez. Ce modèle élaboré avec le logiciel TELEM2D, permet de simuler l'écoulement à surface libre (hauteur, vitesse d'écoulement, temps d'arrivée du front d'onde) et la submersion dans la zone d'étude.

Compte tenu des caractéristiques du barrage, deux types de rupture ont été modélisés:

- une rupture totale instantanée du barrage (peu probable mais valeurs les plus pénalisantes),
- une rupture partielle progressive du barrage avec une brèche (plus probable pour ce type d'ouvrage en terre).

Pour la rupture instantanée, 3 différentes hauteurs de remplissage (1, 2 et 4 m) dans la retenue ont été simulées en 2018. Suite à la demande de l'ASA du Canal de Ventavon – Saint Tropez, 3 nouvelles hauteurs de remplissage (1.5, 2.18 et 2.68 m) ont été simulées en 2021 pour compléter l'étude existante.

Les hydrogrammes de la rupture totale progressive ont été caractérisés à l'aide du logiciel CASTOR et de la bibliographie sur les ruptures de barrages analogues à celui des Poux.

**Les impacts d'une rupture pour les niveaux de remplissage initiaux de la retenue à 1, 1,5, 2 et 2,18 m sont faibles, le flux étant entièrement contenu par le ruisseau. Ils sont plus marqués devant la bergerie mais restent acceptables pour un remplissage initial de 2,68 m.**

Pour un niveau de remplissage de 4 m dans la retenue, les impacts sont importants pour la bergerie, marqués pour la RD951 et faibles pour l'habitation en aval de la route.

De façon provisoire, il est possible, au regard de la présente étude et de celle relative à la stabilité et au risque d'érosion interne du barrage, de prétendre à une exploitation, dégradée avec un niveau maximum **n'excédant pas les +2,68 m (650,26 m NGF), soit un volume de 8000 m<sup>3</sup>.**

Cette exploitation devra se faire **dans le strict respect** des prescriptions décrites au chapitre 4 du rapport [9] – Proposition pour la gestion à court terme de la retenue de février 2018 rédigé par Assistance PRO\_G.

## SOMMAIRE

<b>1</b>	<b>CONTEXTE DE L'ETUDE .....</b>	<b>4</b>
1.1	OBJECTIF DE L'ETUDE.....	4
1.2	HYPOTHESES ET SCENARIOS .....	4
<b>2</b>	<b>METHODOLOGIE.....</b>	<b>6</b>
2.1	OUTIL DE MODELISATION .....	6
2.1.1	LOGICIEL CHOISI.....	6
2.2	MAILLAGE DE CALCUL.....	6
2.3	TOPOGRAPHIE.....	7
2.4	COEFFICIENT DE FROTTEMENT.....	8
2.5	OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT .....	9
2.6	CONDITIONS AUX LIMITES .....	11
2.6.1	RUPTURE TOTALE INSTANTANEE.....	11
2.6.2	RUPTURE PARTIELLE PROGRESSIVE SANS CRUE .....	12
2.7	CALAGE DU MODELE 2D .....	12
<b>3</b>	<b>RESULTATS.....</b>	<b>13</b>
3.1	RESULTATS DU MODELE 2D .....	13
3.1.1	RUPTURE TOTALE INSTANTANEE.....	14
3.1.2	RUPTURE PARTIELLE PROGRESSIVE (SCENARIO 6BIS).....	18
3.2	SYNTHESE DES RESULTATS.....	20
3.2.1	OBSERVATION DES EVENEMENTS REELS .....	20
3.2.2	ANALYSE DES RESULTATS SIMULES .....	20
3.2.3	IMPACT SUR LES OUVRAGES .....	21
3.2.4	CRITIQUE DES CARTES 2D.....	22
<b>4</b>	<b>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES .....</b>	<b>24</b>
4.1	CONCLUSIONS DE L'ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE.....	24
4.2	RAPPEL DES CONCLUSIONS DE L'ETUDE DE STABILITE.....	25
4.3	CONCLUSIONS DE L'ETUDE D'EROSION INTERNE.....	26
4.4	ESTIMATIONS DES RISQUES.....	27
4.5	PERSPECTIVES D'EXPLOITATION.....	29
	<b>ANNEXE.....</b>	<b>30</b>

## INDEX DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 : Carte de la zone d'étude.....	5
Figure 2 : Maillage de calcul du modèle 2D.....	7
Figure 3 : Données topographiques utilisées pour construire le modèle 2D.....	8
Figure 4 : Valeurs de Strickler du modèle 2D.....	9

Figure 5 : Premier ouvrage de franchissement.....	9
Figure 6 : Ouvrage de franchissement de la D951.....	10
Figure 7 : Arche de passage du canal en aval du franchissement de la route.....	10
Figure 8 : Hydrogramme de la rupture totale progressive sans crues (scénario 3) et de la rupture partielle progressive (scénario 4) .....	12
Figure 9 : Profil en travers le long de la vallée pour analyser la propagation de l'onde .....	13
Figure 10 : Propagation de l'onde de crue du scénario 1 (avec 1 m d'eau dans la retenue).....	15
Figure 11 : Propagation de l'onde de crue du scénario 2 (avec 1.5 m d'eau dans la retenue).....	16
Figure 12 : Propagation de l'onde de crue du scénario 3 (avec 2 m d'eau dans la retenue).....	16
Figure 13 : Propagation de l'onde de crue du scénario 4 (avec 2.18 m d'eau dans la retenue).....	17
Figure 14 : Propagation de l'onde de crue du scénario 5 (avec 2.68 m d'eau dans la retenue).....	17
Figure 15 : Propagation de l'onde de crue du scénario 6 (avec 4 m d'eau dans la retenue).....	18
Figure 16 : Débits au niveau de la RD951 pour le scénario 6 (avec 4 m d'eau dans la retenue).....	18
Figure 17 : Propagation de l'hydrogramme du scénario 6bis à rupture progressive.....	19
Figure 18 : Synthèse des ruptures des barrages dans le monde entre 1864 et 1983 .....	20
Figure 19 : Débit du flux débordant en limite droite du modèle pour le scénario 6.....	23

## INDEX DES TABLEAUX

Tableau 1 : Estimation des capacités des ouvrages.....	11
Tableau 2 : Tableau récapitulatif des résultats d'une rupture instantanée.....	14
Tableau 3 : Résultats pour la rupture progressive .....	19
Tableau 4 : Tableau de comparaison des scénarios 6 et 6bis .....	21
Tableau 5 : Aléa en fonction de la vitesse et de la hauteur d'eau.....	27
Tableau 6 : Matrice des risques et probabilité d'occurrence .....	28

## BIBLIOGRAPHIE

**Costa John E.** Floods from dam failures [Report] / United States Department of the Interior Geological Survey. - 1985.

**EDF** Système de modélisation Telemac, Manuel de l'utilisateur [Report]. - 2013.

**Hydro Québec** Rivière Saint-Maurice, étude de rupture du barrage Gouin [Report]. - 2004.

**Paquier André and Robin Olivier** Une méthode simple pour le calcul des ondes de rupture de barrage [Article] // La Houille Blanche. - 1995. - 8. - pp. 29-34.

**Recking Alain** Modélisations de la rupture des digues et barrages en terre [Report]. - 2002.

**STUCKY France** Estimation des crues exceptionnelles [Report]. - 2011.

# 1 CONTEXTE DE L'ETUDE

## 1.1 OBJECTIF DE L'ETUDE

Dans le cadre de la mise en conformité réglementaire de la retenue des Poux sur la commune de VALERNES (04), la SCP a été missionnée par l'ASA du canal de Ventavon Saint-Tropez (désignée l'ASA par la suite), pour réaliser l'étude de l'onde de rupture du barrage des Poux.

La SCP est en charge de la modélisation hydraulique de la rupture du barrage. La propagation est calculée pour deux modes de rupture du barrage : une rupture à cinétique rapide et une rupture à cinétique lente.

Pour chaque scénario retenu, les temps d'arrivée de l'onde, la hauteur d'eau maximale, la vitesse d'écoulement et la propagation de l'hydrogramme sont décrits.

L'étude de la stabilité et du risque d'érosion interne font l'objet d'un rapport indépendant.

## 1.2 HYPOTHESES ET SCENARIOS

Le barrage des Poux est un ouvrage en terre, dont la rupture peut se produire suite à un phénomène d'érosion externe, d'érosion interne ou d'instabilité générale. Chaque évènement initiateur se distingue par un ou plusieurs hydrogrammes caractéristiques, dans la suite de l'étude deux types de rupture ont été modélisés:

- Rupture totale instantanée du barrage, sans crue dans les cours d'eau à l'aval, suite à un glissement initié par un séisme par exemple.
- Rupture partielle progressive, suite à une défaillance de l'évacuateur de crue lors d'une crue conséquente. La surverse d'eau par la crête du barrage provoque une érosion régressive importante puis la brèche se développe jusqu'à la dimension maximale. Selon les références bibliographiques, la brèche provoquée par l'érosion ne se développe pas à 100% de la dimension du barrage.

Pour la rupture totale instantanée, 6 simulations ont été effectuées. Elles correspondent aux 6 niveaux et aux 6 volumes :

- Hauteur d'eau de 1 m (648.58 m NGF) soit 2 300 m<sup>3</sup>,
- Hauteur d'eau de 1.5 m (649.08 m NGF) soit 4 000 m<sup>3</sup>,
- Hauteur d'eau de 2 m (649.58 m NGF) soit 5 400 m<sup>3</sup>,
- Hauteur d'eau de 2.18 m (649.76 m NGF) soit 6 000 m<sup>3</sup>,
- Hauteur d'eau de 2.68 m (650.26 m NGF) soit 8 000 m<sup>3</sup>,
- Hauteur d'eau de 4 m (651.58 m NGF) soit 15 000 m<sup>3</sup>.

Pour un barrage en remblais, la rupture partielle par érosion progressive n'est possible qu'à partir de la cote PHE. Par conséquent, une seule simulation a été réalisée pour ce scénario de rupture progressive avec une cote d'eau égale au niveau PHE (651.58 NGF), soit un volume de 15 000 m<sup>3</sup> et une hauteur dans la retenue de 4 m.

La zone d'étude impactée par l'aléa de propagation de l'onde de rupture se situe en aval direct de la retenue. Il y a deux points principaux à surveiller :

- Les habitations situées à environ 500 m en aval de la retenue à proximité du ruisseau des Poux, notamment la bergerie,
- Le franchissement de la route D951 situé à environ 900 m à l'aval du barrage.

Bien que l'effet de l'onde soit considérablement amorti par le remblai de la RD951, l'analyse portera également sur la bâtisse située 150 m en aval de la route (soit à 1050 m du barrage).

Ces zones ainsi que le lit mineur du ruisseau ont un maillage plus raffiné de manière à bien se représenter l'effet de la rupture sur ces secteurs les plus exposés.

L'emprise du modèle est présentée en Figure 1.

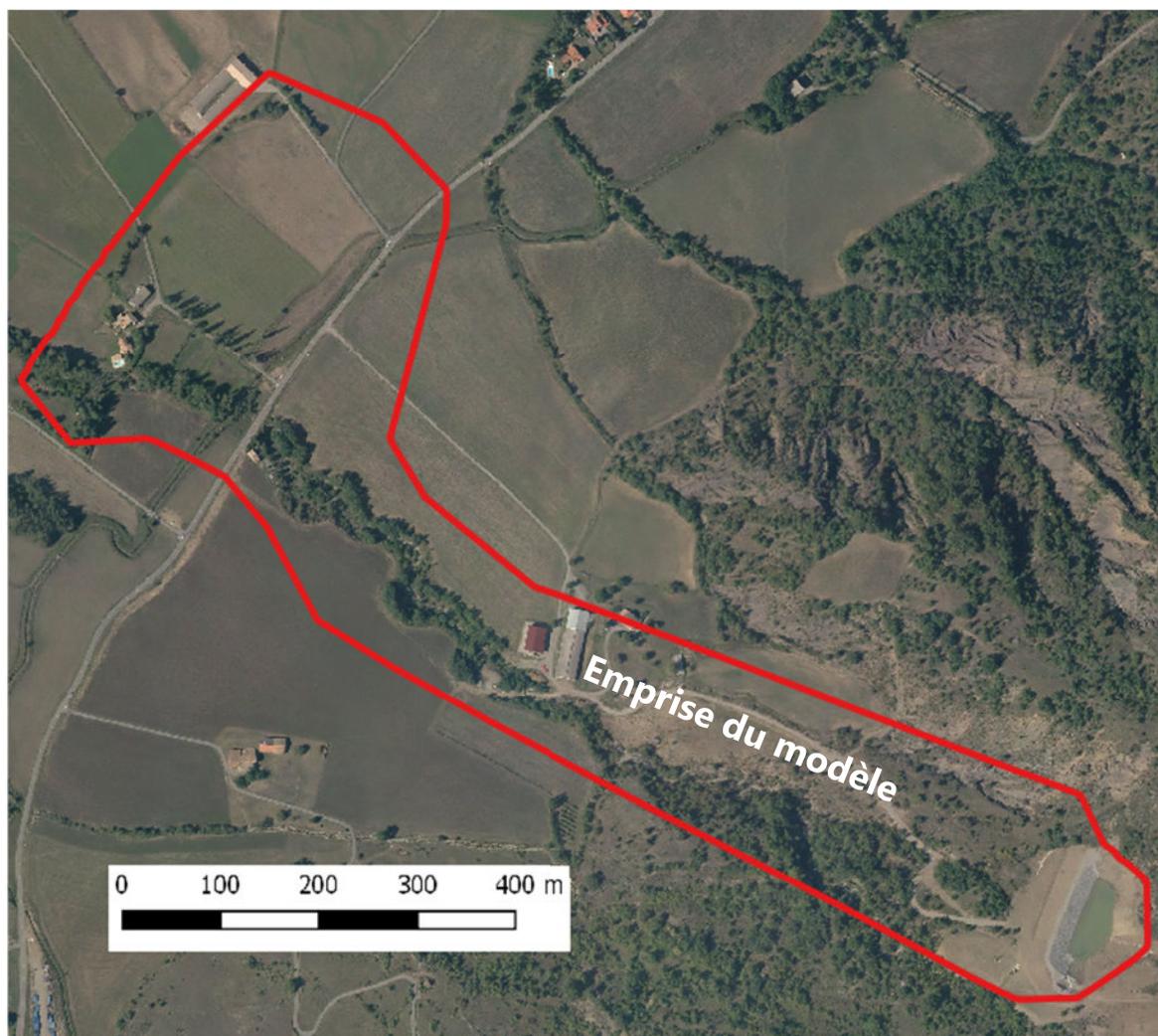


Figure 1 : Carte de la zone d'étude

## 2 METHODOLOGIE

Le modèle 2D, construit à l'aide du logiciel TELEMAC2D, permet de simuler l'onde de rupture du barrage.

Compte tenu du manque de données historique sur le cours d'eau des Poux il n'a pas été fait de calage empirique. Toutefois en se basant sur l'occupation du sol relié à des valeurs de coefficient de frottement pris classiquement dans ce genre de modélisation hydraulique, nous avons obtenus un modèle que nous considérons satisfaisant pour notre étude et les scénarios que nous allons étudier. Les résultats présentés ci-après sont le temps d'arrivée du front d'onde, la hauteur d'eau maximale, la vitesse d'écoulement et la propagation de l'hydrogramme.

### 2.1 OUTIL DE MODELISATION

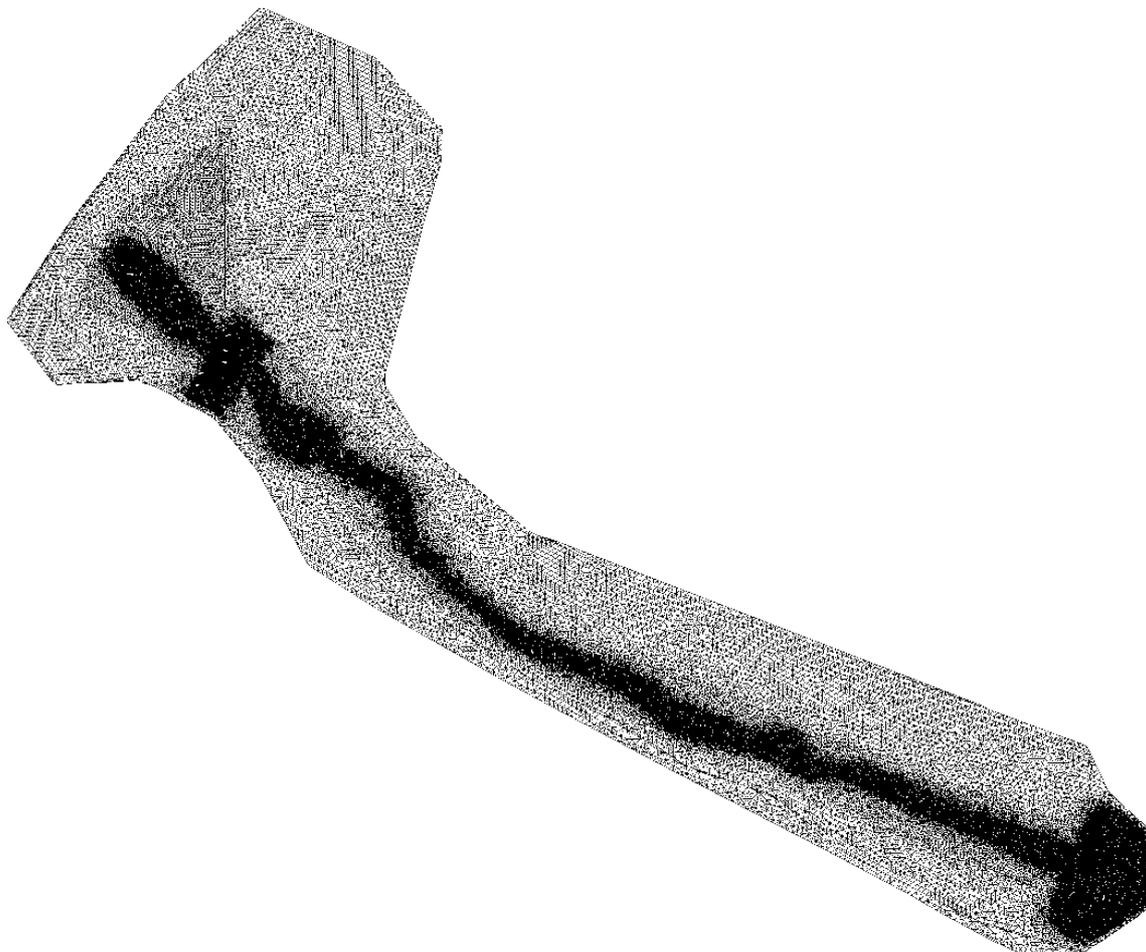
#### 2.1.1 LOGICIEL CHOISI

Développé par le Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement (LNHE) de la Direction des Recherches et Développements d'EDF, le logiciel TELEMAC2D résout les équations de Saint-Venant à deux dimensions d'espace horizontales par la méthode des volumes finis ou des éléments finis. Ses résultats principaux sont, en chaque point du maillage de résolution, la hauteur d'eau et la vitesse moyenne sur la verticale (EDF, 2013).

TELEMAC2D peut simuler de nombreux phénomènes dans le domaine d'hydraulique, y compris l'écoulement fluvial et torrentiel, la propagation d'onde, l'effet de frottement, la turbulence, etc. Il permet de discrétiser la zone d'étude avec maillage flexible, qui est capable de représenter la topographie complexe.

### 2.2 MAILLAGE DE CALCUL

Le maillage du modèle permet de représenter les cours d'eau et infrastructures ayant une incidence sur la dynamique des écoulements. Le principe de génération du maillage est de densifier les zones à fort enjeu ou à topographie complexe. La Figure 2 illustre le maillage et les zones qui ont été densifiées



*Figure 2 : Maillage de calcul du modèle 2D*

Dans les zones du lit mineur, des habitations et de la route, les mailles sont d'une taille de 1 m, au niveau des alentours du cours d'eau elles sont de 3 m pour bien voir les débordements et dans le reste du modèle elles sont de 5 m. Lors de la génération du maillage il a été choisi un ratio de croissance de 1.2 de manière à ne pas considérer de changements trop brutaux. Le nombre total de maille est de 122 994 pour 61 824 nœuds pour le modèle sans la retenue (rupture progressive) et 134 726 mailles pour 67 699 nœuds pour le modèle avec retenue (rupture instantanée).

## 2.3 TOPOGRAPHIE

Le modèle hydraulique a été construit à partir des données topographiques fournies par le Maître d'Ouvrage ; elles consistent en un MNT de précision 1 m (Figure 3).

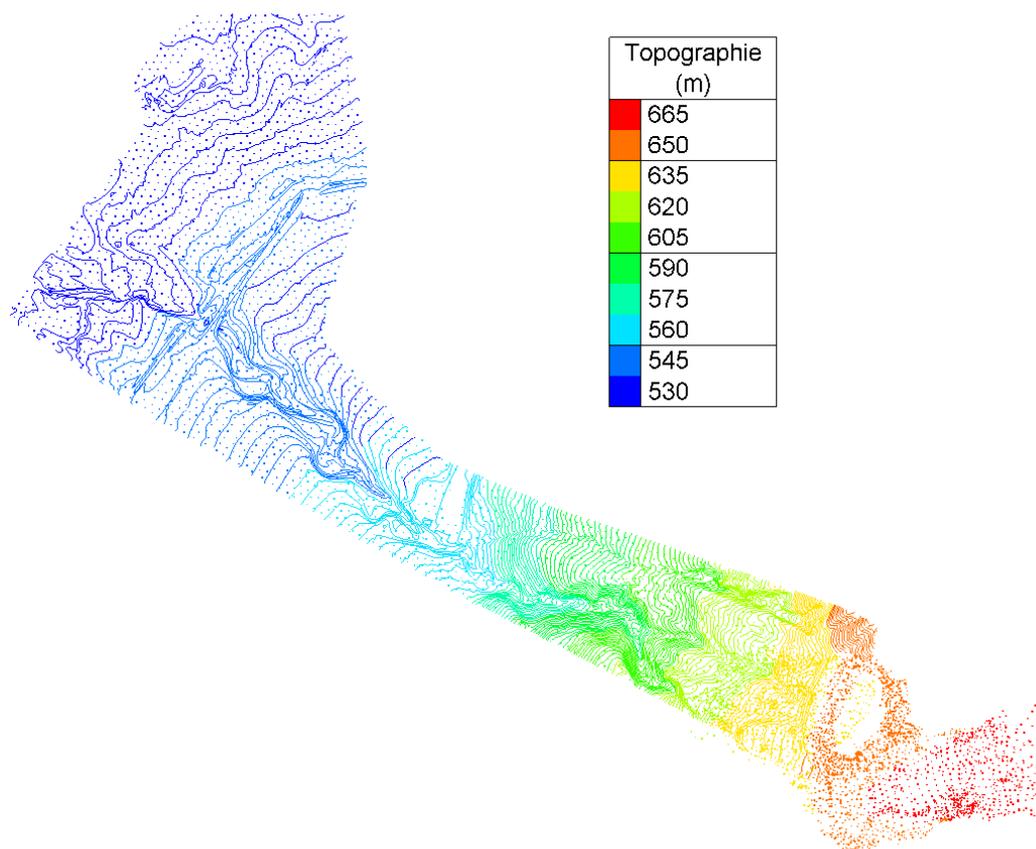


Figure 3 : Données topographiques utilisées pour construire le modèle 2D

## 2.4 COEFFICIENT DE FROTTEMENT

Le coefficient de Strickler correspond à un coefficient de frottement. Il permet de décrire la rugosité globale de la zone considérée. Ce coefficient est déterminé en fonction de l'occupation du sol. Sept grandes catégories ont été identifiées dans la zone d'étude :

- Terrains agricoles et terrains naturels, ils créent une perte de charge considérable lors de la crue. Pour une rupture de barrage, où la vitesse d'écoulement est très élevée, ces deux types de terrains n'ont pas de différence au niveau du comportement hydraulique et  $K = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  ;
- Lit majeur et zone boisée,  $K = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  qui correspond à la valeur utilisée dans les études similaires ;
- Réseau routier,  $K = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (Valeur souvent utilisée dans les études similaires),
- Lit mineur :  $K = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ;
- Bâtiment :  $K = 7 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

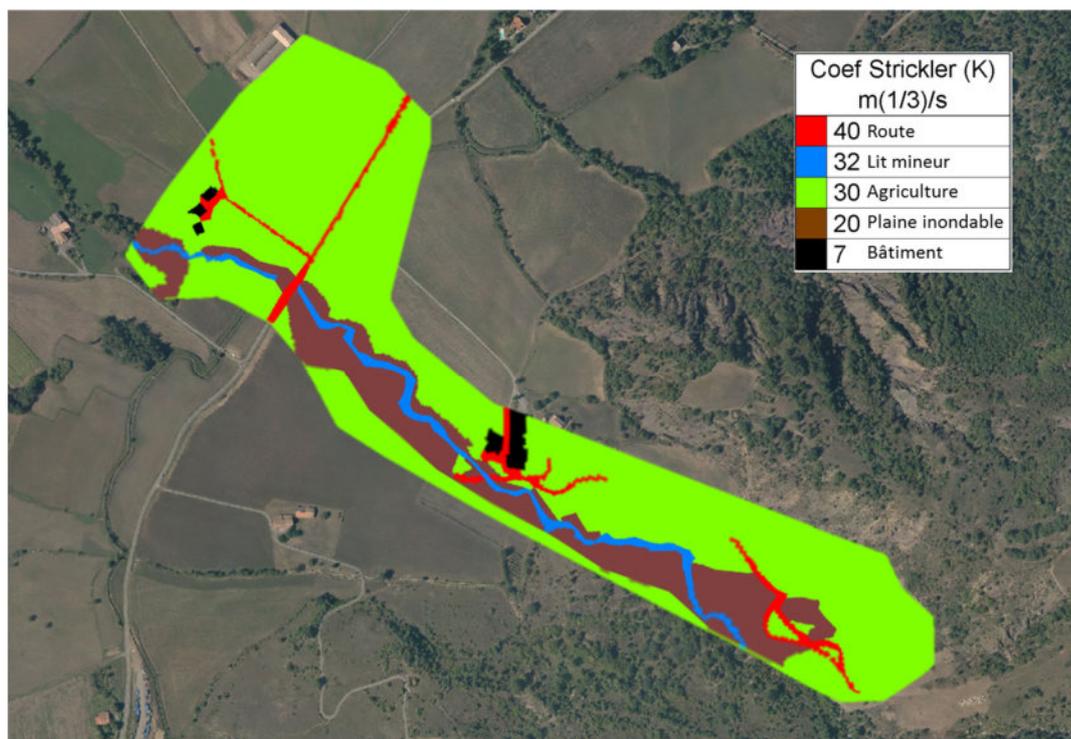


Figure 4 : Valeurs de Strickler du modèle 2D

## 2.5 OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT

Avec l'aide de l'exploitant nous avons pu relever les dimensions des ouvrages situés sur la trajectoire de l'onde de rupture du barrage. Le premier ouvrage se situe au niveau de l'exploitation agricole. Il est constitué d'une buse d'un diamètre de 1 m (Figure 5).



Figure 5 : Premier ouvrage de franchissement

Le second ouvrage est double et se constitue dans un premier temps d'une buse de DN 1800 partiellement obstruée située sous la D951 (Figure 6) puis d'une arche d'environ 5 m de large pour 3 m de haut permettant le passage d'un canal d'irrigation (Figure 7).



*Figure 6 : Ouvrage de franchissement de la D951*



*Figure 7 : Arche de passage du canal en aval du franchissement de la route*

Il existe dans le logiciel TELEM2D une manière de modéliser les buses et pont de façon réaliste (passage d'un débit d'un point A à un point B). La capacité de chaque ouvrage a été estimée à l'aide de la formule de Strickler, de manière à pouvoir caler les coefficients nécessaires dans le modèle (calé sur le pas de temps où l'ouvrage se met en charge).

Les détails des coefficients et dimensions pris pour l'estimation sont développés dans le Tableau 1.

Tableau 1 : Estimation des capacités des ouvrages

Ouvrage	Forme	Dimension	Strickler	Longueur	Différence de hauteur amont-aval	Débit calculé
Buse 1	Circulaire	Rayon = 0.5 m	65	5 m	0.2 m	4 m <sup>3</sup> /s
Buse 2	Fer à cheval (dû à l'encombrement au fond)	Hauteur = 1.5 m Rayon = 0.9 m	65	15 m	0.4 m	12.5 m <sup>3</sup> /s
Arche	Arche	Base = 5 m Hauteur = 3 m	65	7 m	0.2 m	100 m <sup>3</sup> /s

Pour faciliter les calculs il a été choisi de supprimer l'ouvrage numéro 3. En effet compte tenu de sa proximité avec l'ouvrage 2 il peut influencer numériquement celui-ci. Cela n'a pas d'importance puisqu'il est non limitant.

## 2.6 CONDITIONS AUX LIMITES

La mise en eau du modèle se fait de 2 différentes manières :

- Via une cote d'eau fixe pour la simulation de la rupture instantanée ;
- Via un hydrogramme d'entrée pour le cas d'une rupture progressive.

### 2.6.1 RUPTURE TOTALE INSTANTANEE

Pour la rupture totale instantanée, nous considérons :

- La retenue avec 6 hauteurs d'eau différentes :
  - Scénario 1 : rupture avec cote à 648.58 m NGF (h=1 m, V=2 300 m<sup>3</sup>)
  - Scénario 2 : rupture avec cote à 649.08 m NGF (h=1.5 m, V=4 000 m<sup>3</sup>)
  - Scénario 3 : rupture avec cote à 649.58 m NGF (h=2 m, V=5 400 m<sup>3</sup>)
  - Scénario 4 : rupture avec cote à 649.76 m NGF (h=2.18 m, V=6 000 m<sup>3</sup>)
  - Scénario 5 : rupture avec cote à 650.26 m NGF (h=2.68 m, V=8 000 m<sup>3</sup>)
  - Scénario 6 : rupture avec cote à 651.58 m NGF (h=4 m, V=15 000 m<sup>3</sup>)
- Que la condition aval est une hauteur normale calculée en fonction du débit et de la pente du terrain.

## 2.6.2 RUPTURE PARTIELLE PROGRESSIVE SANS CRUE

L'hypothèse retenue dans cette configuration est la formation d'une brèche au centre du barrage ne se développant pas sur la totalité de la section.

Une étude de CEMAGREF (Recking, 2002) a conclu que la largeur d'une brèche d'un barrage en terre est évaluée 3 à 4 fois plus grande que sa hauteur. Nous prendrons donc une brèche en forme de triangle avec une largeur de 28 m en crête du barrage.

En supposant que la cote d'eau initiale est égale au Niveau PHE (651.58 NGF) soit une hauteur de 4 m dans la retenue, le volume d'eau à évacuer lors de la rupture est de 15 000 m<sup>3</sup>. Le débit de pointe estimé par CASTOR est de 136 m<sup>3</sup>/s.

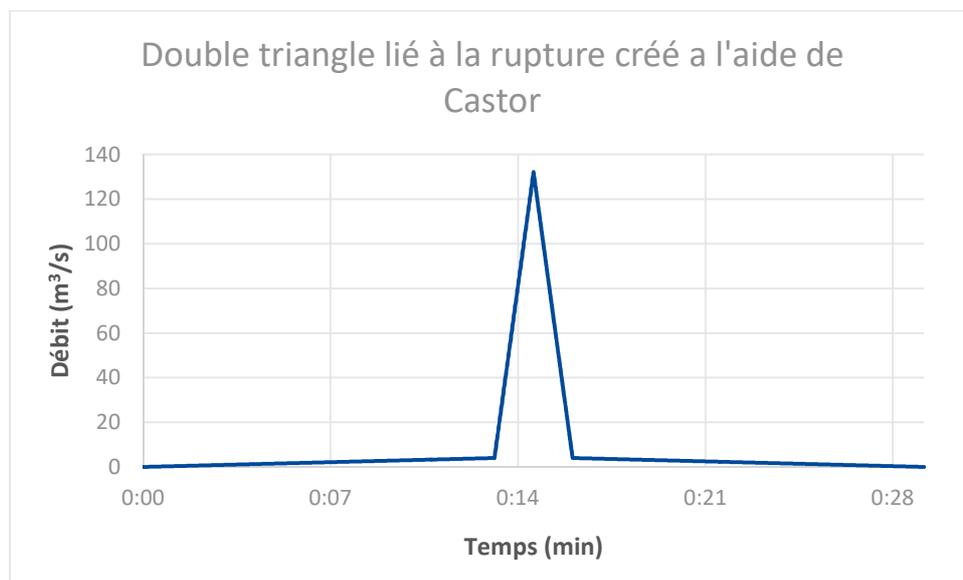


Figure 8 : Hydrogramme de la rupture totale progressive sans crues (scénario 3) et de la rupture partielle progressive (scénario 4)

## 2.7 CALAGE DU MODELE 2D

Compte tenu de la taille du modèle et la précisions qui nous est demandé, il n'a pas été jugé nécessaire de faire un calage précis au niveau des coefficients de frottement.

En effet, l'impact en terme de temps se comptera en très peu de secondes ce qui n'est pas l'ordre de grandeur recherché. Nous nous sommes donc contentés de l'estimation faites à partir de l'occupation du sol.

## 3 RESULTATS

### 3.1 RESULTATS DU MODELE 2D

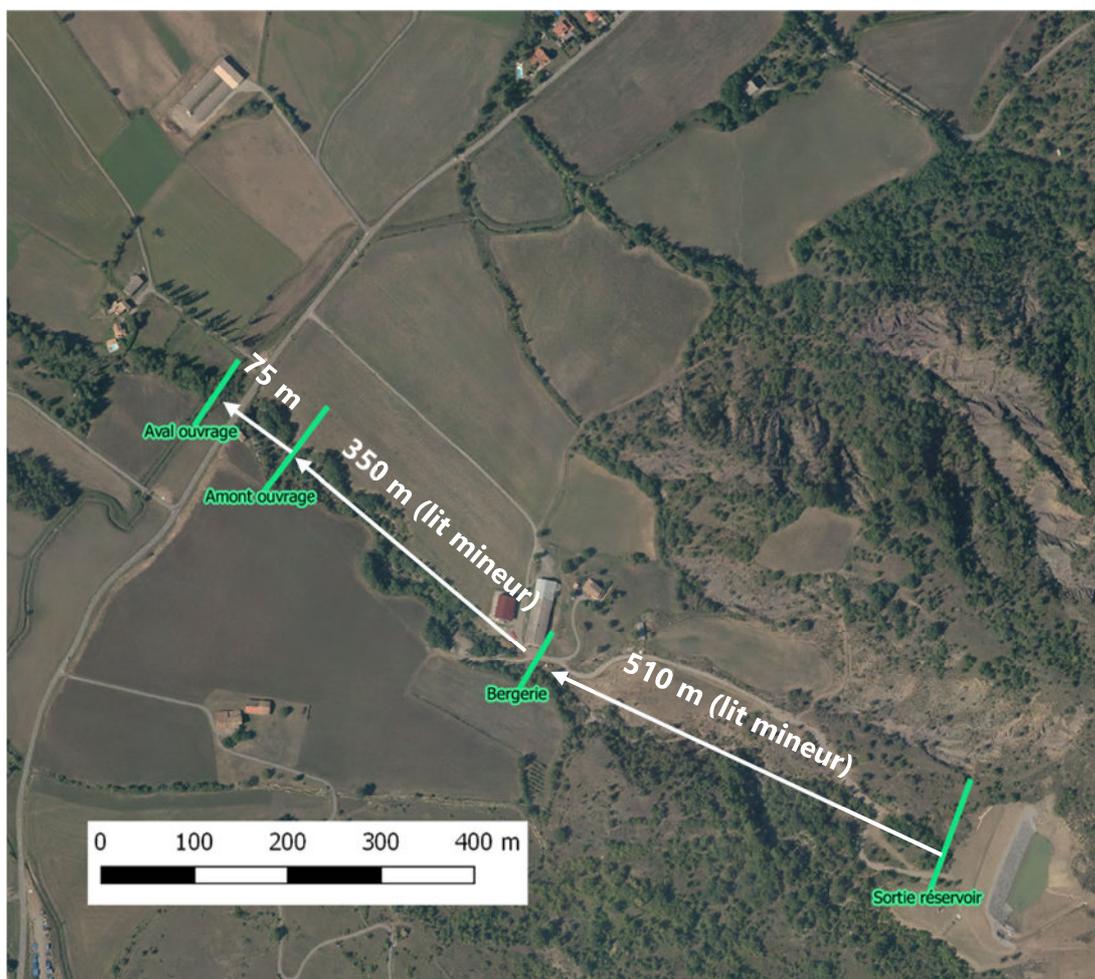


Figure 9 : Profil en travers le long de la vallée pour analyser la propagation de l'onde

L'analyse des résultats porte sur la propagation de l'hydrogramme, la hauteur d'eau maximale et la vitesse d'écoulement maximale, l'estimation du temps d'arrivée du front d'onde, et l'évaluation des conséquences de la rupture du barrage.

La vallée a une longueur totale d'environ 1 km. Sur la trajectoire de l'onde de rupture il existe une bergerie et le pont traversant la route départemental. Ce sont les deux points sensibles et que nous surveillerons. Nous établirons également le débit de pointe en sortie de barrage en fonction des cas. Ainsi quatre profils de surveillance ont été définis le long de la vallée (Figure 9).

### 3.1.1 RUPTURE TOTALE INSTANTANEE

Les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulement sont présentées dans l'annexe (en fonction de la hauteur d'eau initiale dans la retenue). Les propagations des ondes de rupture sont illustrées dans les figures suivantes (Figure 10 à Figure 15).

Ci-après (Tableau 2) sont récapitulés l'ensemble des résultats trouvés. Plusieurs points sont à noter :

- Le débit de rupture instantanée avec 4 m d'eau (cas le plus défavorable) est d'environ 480 m<sup>3</sup>/s. Cette valeur est toutefois à considérer comme une simple estimation.
- Le débit de l'onde diminue de manière très rapide. Cela est dû à la zone située directement en aval de la retenue qui n'est pas un cours d'eau, le coefficient de Strickler  $y$  est donc moins élevé. L'écoulement s'étend aussi sur une assez large surface. Cela ralentissant fortement le flux.
- L'ouvrage de franchissement de la D951 parvient à débiter ce qui a été calculé dans nos calculs préliminaires (12 m<sup>3</sup>/s). Cela permet de faire passer les ondes des 5 premiers scénarios (hauteur d'eau dans la retenue inférieure à 2.68 m) mais n'est pas suffisant pour le scénario à 4 m de hauteur d'eau dans la retenue.

Tableau 2 : Tableau récapitulatif des résultats d'une rupture instantanée

Profil	Scénarios	S1 - 1 m d'eau dans la retenue		S2 - 1.5 m d'eau dans la retenue		S3 - 2 m d'eau dans la retenue	
	Distance par rapport au réservoir	Temps d'atteinte	Débit de pointe	Temps d'atteinte	Débit de pointe	Temps d'atteinte	Débit de pointe
Retenue	50 m	26 s	35 m <sup>3</sup> /s	20 s	74 m <sup>3</sup> /s	15 s	150 m <sup>3</sup> /s
Bergerie	560 m	3 min 15 s	13 m <sup>3</sup> /s	2 min 35 s	38 m <sup>3</sup> /s	2 min 12 s	60 m <sup>3</sup> /s
Pont Amont	910 m	6 min 20 s	6 m <sup>3</sup> /s	5 min 00 s	14 m <sup>3</sup> /s	4 min 13 s	20 m <sup>3</sup> /s
Débordement sur le remblai de la RD951	960 m	/	0 m <sup>3</sup> /s	/	0 m <sup>3</sup> /s	/	0 m <sup>3</sup> /s
Buse sous la RD951	960 m	7 min 15 s	4.5 m <sup>3</sup> /s	5 min 30 s	5 m <sup>3</sup> /s	4 min 30 s	8 m <sup>3</sup> /s
Pont Aval de la RD951	985 m	7 min 30 s	4.5 m <sup>3</sup> /s	5 min 50 s	5 m <sup>3</sup> /s	4 min 47 s	8 m <sup>3</sup> /s

	Scénario	S4 - 2.18 m d'eau dans la retenue		S5 - 2.68 m d'eau dans la retenue		S6 - 4 m d'eau dans la retenue	
	Distance par rapport au réservoir	Temps d'atteinte	Débit de pointe	Temps d'atteinte	Débit de pointe	Temps d'atteinte	Débit de pointe
Retenue	50 m	15 s	163 m <sup>3</sup> /s	14 s	216 m <sup>3</sup> /s	11 s	480 m <sup>3</sup> /s
Bergerie	560 m	2 min 09 s	71 m <sup>3</sup> /s	1 min 57 s	76 m <sup>3</sup> /s	1 min 41 s	150 m <sup>3</sup> /s
Pont Amont	910 m	4 min 08 s	29 m <sup>3</sup> /s	3 min 50 s	42 m <sup>3</sup> /s	3 min 16 s	75 m <sup>3</sup> /s
Débordement sur le remblai de la RD951	960 m	/	0 m <sup>3</sup> /s	/	0 m <sup>3</sup> /s	4 min 18 s	17.5 m <sup>3</sup> /s
Buse sous la RD951	960 m	4 min 28 s	8 m <sup>3</sup> /s	4 min 09 s	9 m <sup>3</sup> /s	3 min 25 s	12 m <sup>3</sup> /s
Pont Aval de la RD951	985 m	4 min 45 s	8 m <sup>3</sup> /s	4 min 25 s	9 m <sup>3</sup> /s	3 min 41 s	27 m <sup>3</sup> /s

L'ouvrage de franchissement sous la RD951 est limitant dans le scénario 6 (4 m d'eau dans la retenue). Il se produit un débordement sur la chaussée qui peut être préjudiciable pour les usagers de route (voir Figure 16). Le débordement sur la route se passe entre la 4<sup>ème</sup> et la 10<sup>ème</sup> minute suivant le type de rupture. Le débit de la buse calé est pour cette situation d'environ 12 m<sup>3</sup>/s en charge. Cela semble réaliste par rapport aux calculs précédemment effectués.

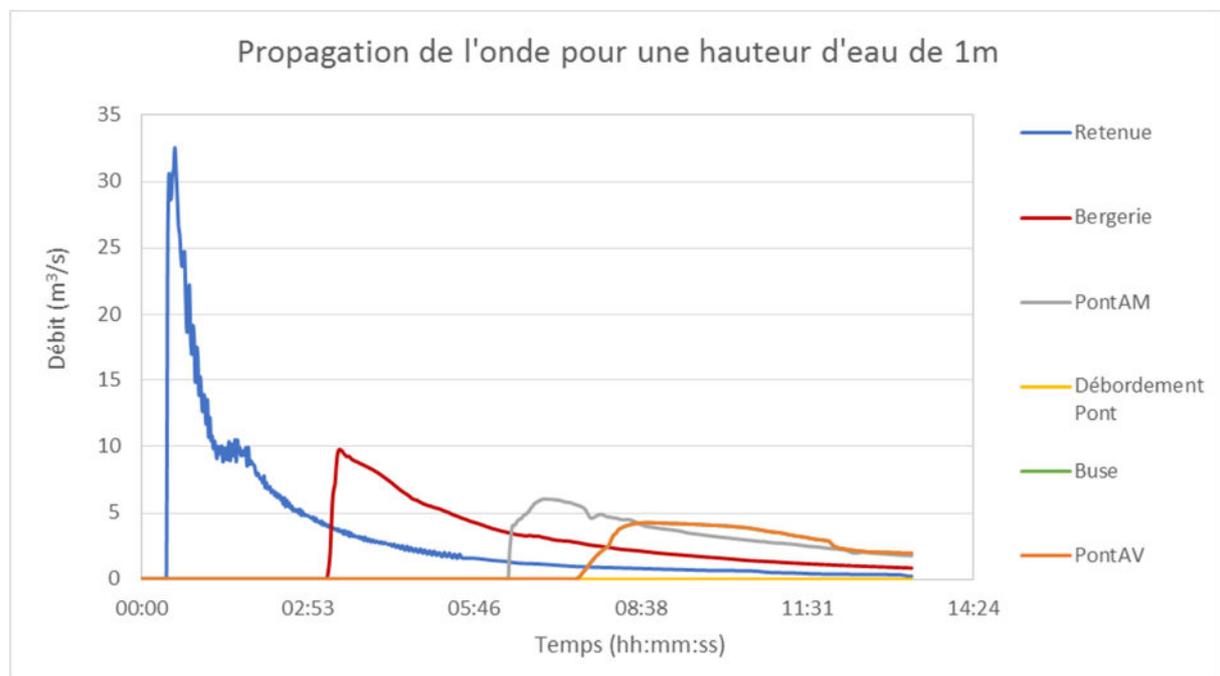


Figure 10 : Propagation de l'onde de crue du scénario 1 (avec 1 m d'eau dans la retenue)

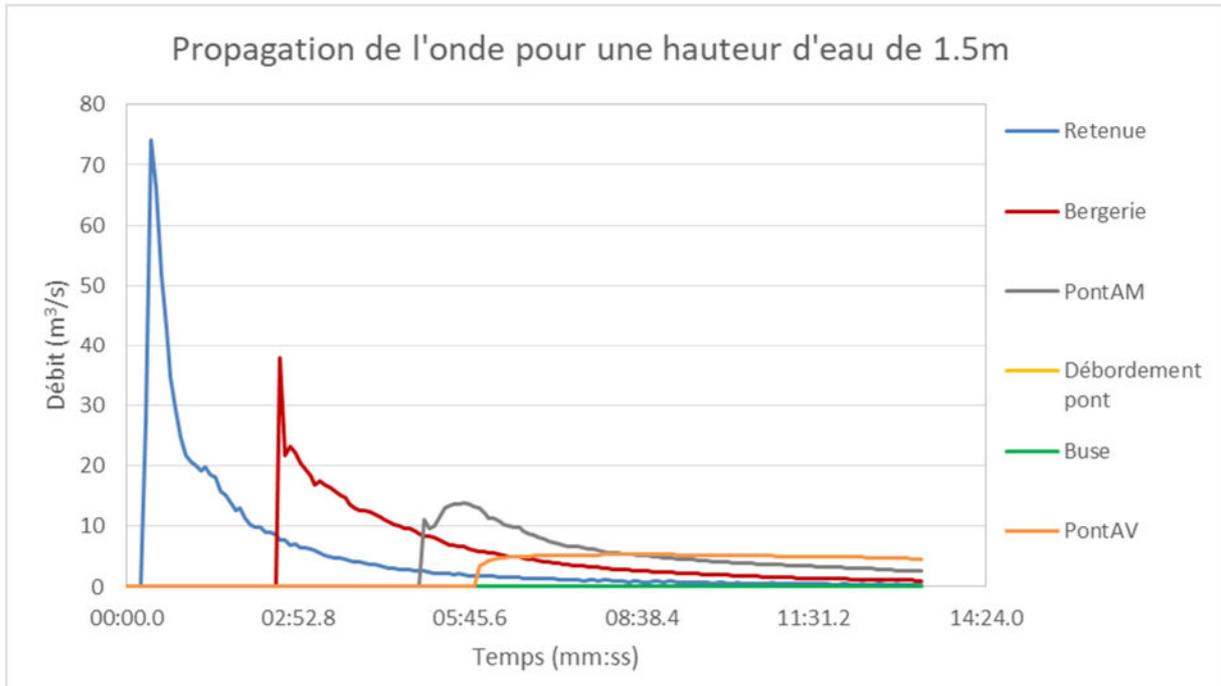


Figure 11 : Propagation de l'onde de crue du scénario 2 (avec 1.5 m d'eau dans la retenue)

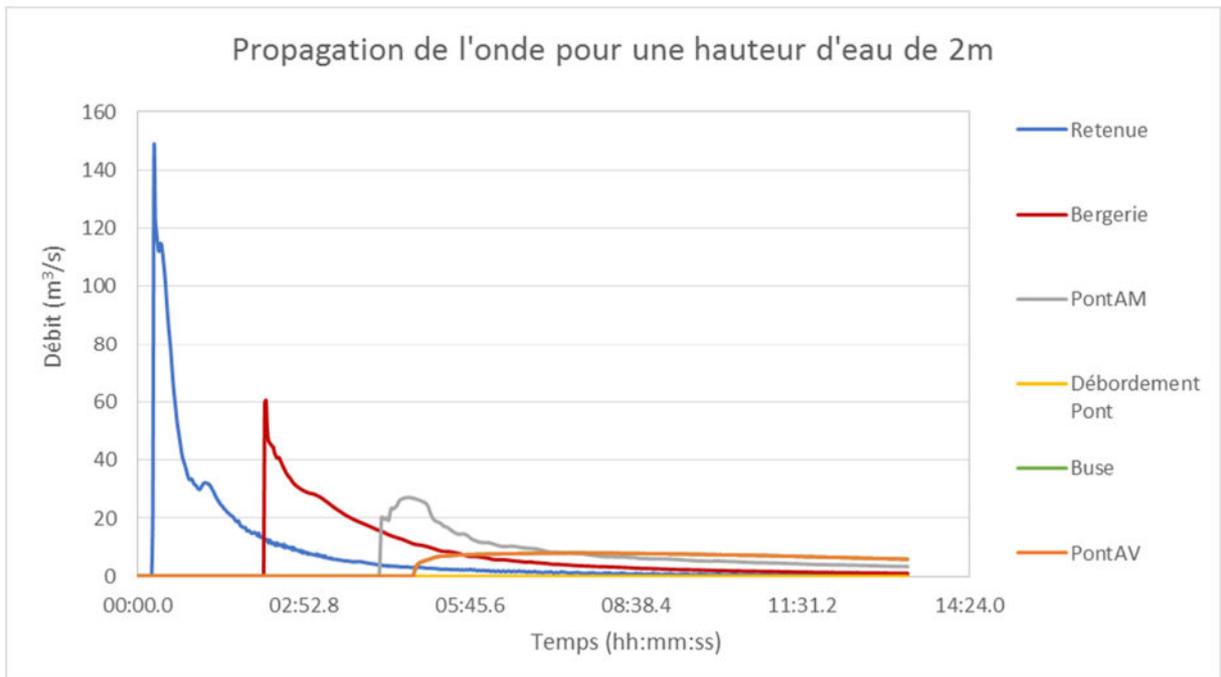


Figure 12 : Propagation de l'onde de crue du scénario 3 (avec 2 m d'eau dans la retenue)

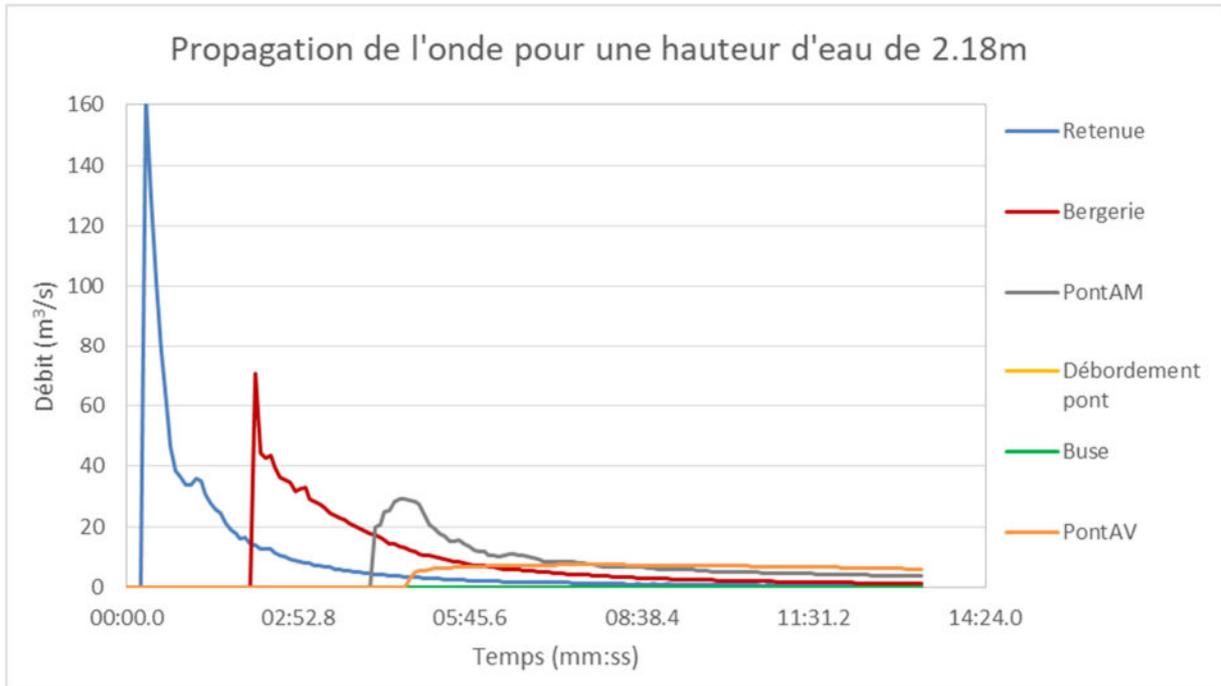


Figure 13 : Propagation de l'onde de crue du scénario 4 (avec 2.18 m d'eau dans la retenue)

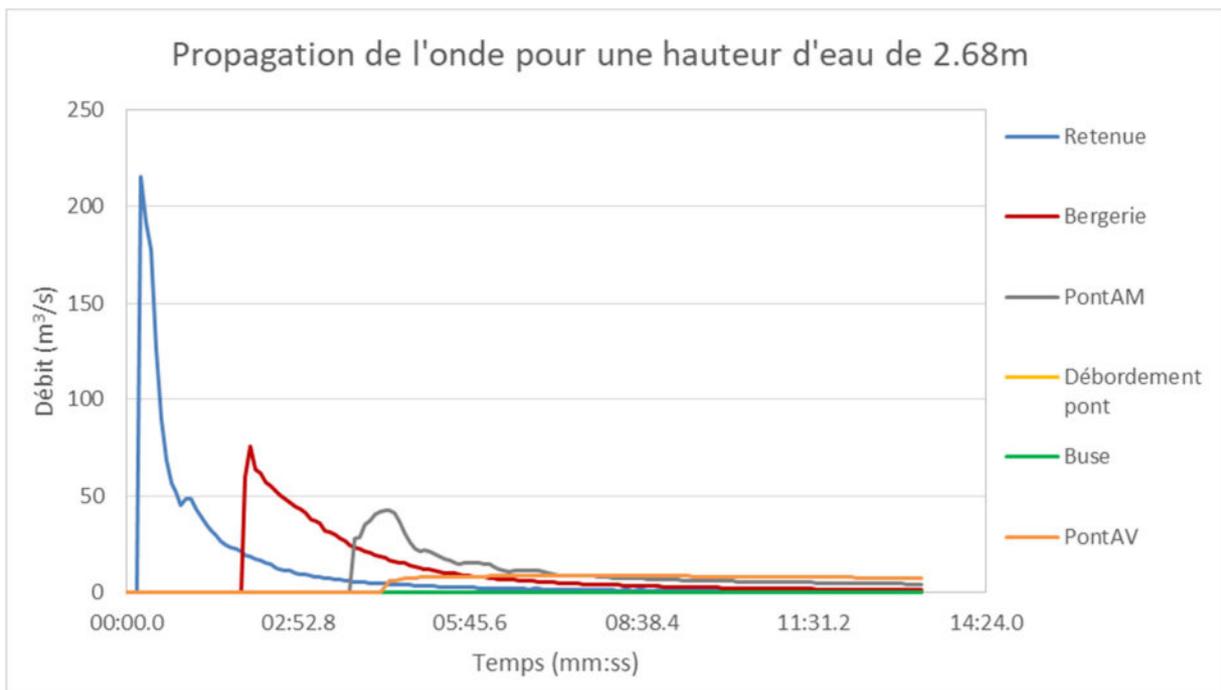


Figure 14 : Propagation de l'onde de crue du scénario 5 (avec 2.68 m d'eau dans la retenue)

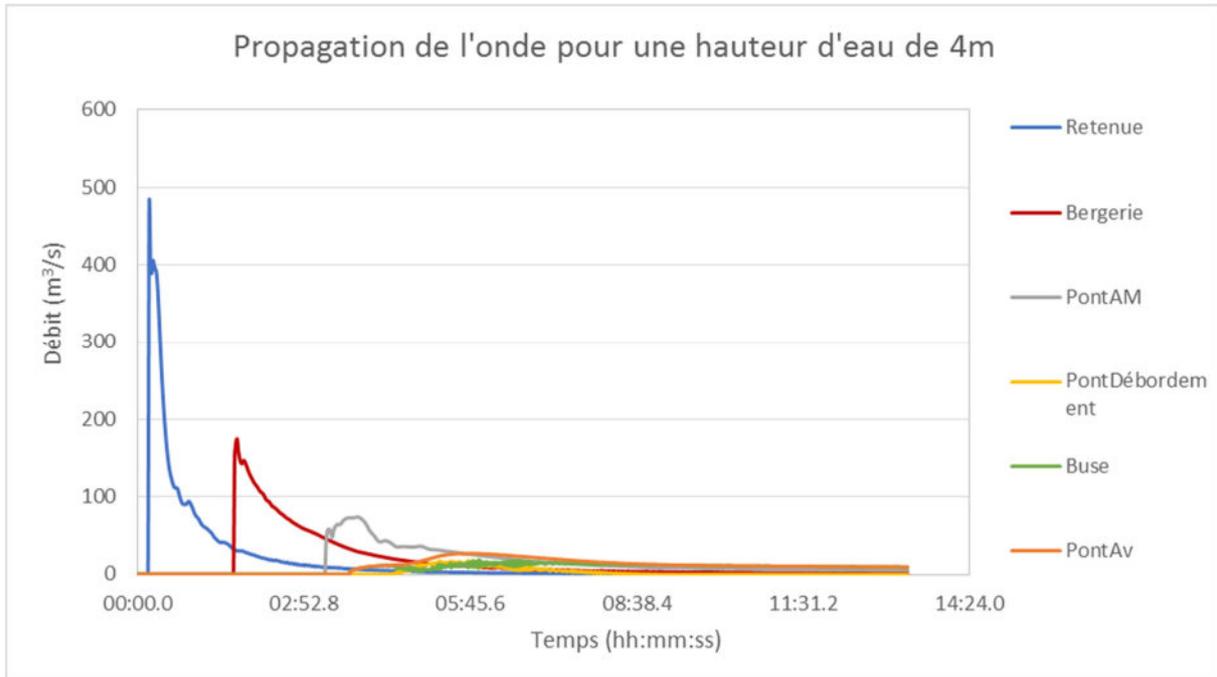


Figure 15 : Propagation de l'onde de crue du scénario 6 (avec 4 m d'eau dans la retenue)

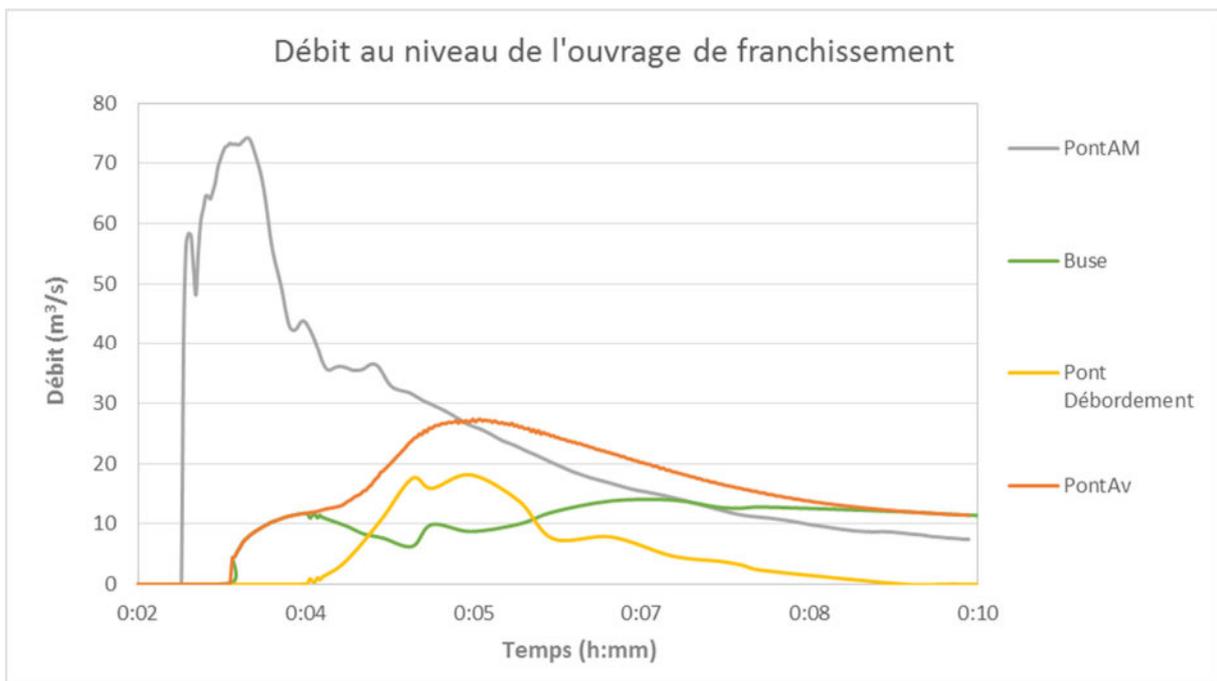


Figure 16 : Débits au niveau de la RD951 pour le scénario 6 (avec 4 m d'eau dans la retenue)

### 3.1.2 RUPTURE PARTIELLE PROGRESSIVE (SCENARIO 6BIS)

Les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulement sont présentées dans l'annexe. La propagation de l'hydrogramme est illustrée Figure 17.

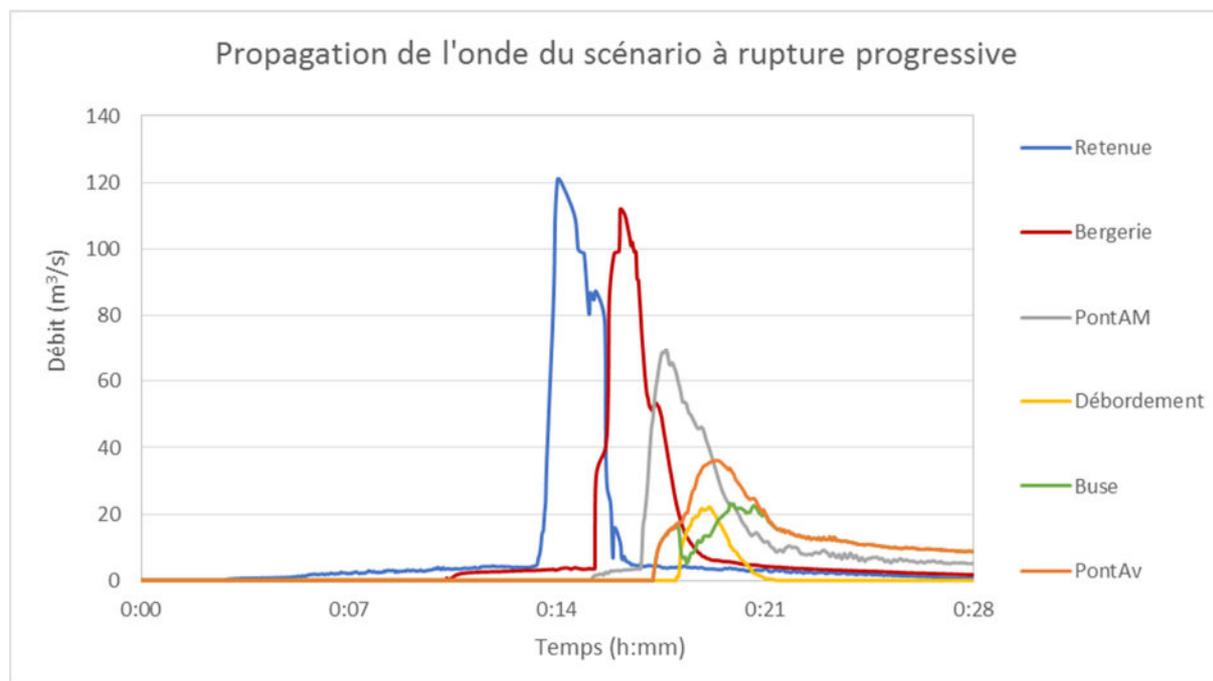


Figure 17 : Propagation de l'hydrogramme du scénario 6bis à rupture progressive

Compte tenu des hypothèses prises selon des ordres de grandeurs plus que par des réalités mesurées nous ne pouvons faire que des conclusions partielles.

Nous observons tout d'abord que l'hydrogramme de sortie du réservoir est comparable à celui donné en entrée de notre modèle.

On observe aussi un comportement similaire à la simulation de rupture instantanée puisque l'onde diminue en débit au cours de son avancée.

Pour la rupture progressive nous considérons que le moment où la brèche commence à se former est le moment  $t=0$ .

Les données sont récapitulées dans le Tableau 3 :

Tableau 3 : Résultats pour la rupture progressive

Point de contrôle	Distance par rapport au réservoir	Rupture partielle progressive	
		Temps d'atteinte	Débit de pointe
Retenue	50 m	13 min 45 s	121 m <sup>3</sup> /s
Bergerie	560 m	15 min 45 s	112 m <sup>3</sup> /s
Pont Amont	910 m	17 min 25 s	70 m <sup>3</sup> /s
Débordement sur remblai de la RD951	960 m	18 min 37 s	22 m <sup>3</sup> /s
Buse sous la RD951	960 m	17 min 40 s	23 m <sup>3</sup> /s
Pont aval RD951	985 m	17 min 45 s	36 m <sup>3</sup> /s

## 3.2 SYNTHÈSE DES RESULTATS

### 3.2.1 OBSERVATION DES EVENEMENTS REELS

Les Services de Levés Géologiques du Département de l'Intérieur des Etats-Unis ont effectué une étude (Costa, 1985), dans laquelle 31 ruptures de barrage observées dans le monde entier, entre 1864 et 1983, ont été étudiées pour établir une relation entre les débits de pointe et les dimensions des barrages (Figure 18).

Deux barrages en terre de la même taille que le barrage des Poux ont été recensés (ligne rouge). Dans la réalité, il est très rare qu'un barrage en terre soit effacé instantanément. Les débits de pointe observés entre 80 m<sup>3</sup>/s à 110 m<sup>3</sup>/s correspondent tous à une rupture progressive. Comparés avec cette figure, les débits estimés par le logiciel CASTOR (121 m<sup>3</sup>/s) sont cohérents avec ces observations.

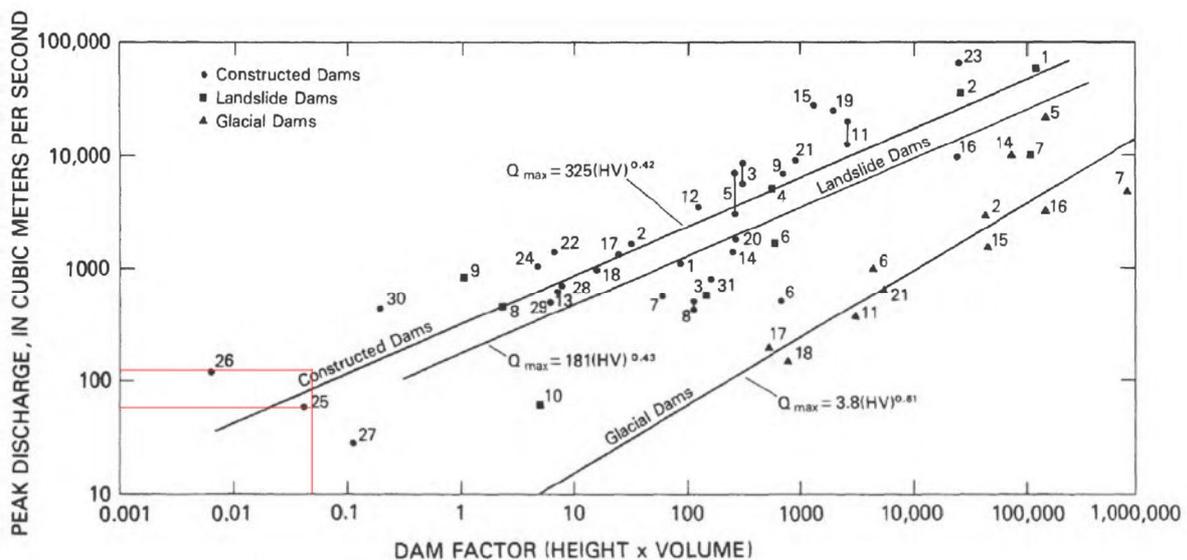


Figure 18 : Synthèse des ruptures des barrages dans le monde entre 1864 et 1983

### 3.2.2 ANALYSE DES RESULTATS SIMULES

Les résultats de la simulation indiquent que le scénario 6 (avec 4 m d'eau dans la retenue) est le plus pénalisant. L'onde de rupture se déplace très rapidement et submerge les zones sensibles précédemment identifiées.

Les scénarios 1, 2 et 3 de rupture instantanée avec moins d'eau dans le barrage (1 m, 1.5 m et 2 m) sont plus rassurants puisque ni la bergerie ni le pont ne sont inondés dans ceux-ci.

Les scénarios 6 (rupture instantanée avec 4 m d'eau) et 6bis (rupture progressive avec 4 m d'eau) évacuent le même volume. Ils peuvent donc être comparés.

Le Tableau 4 est un tableau de comparaison de ces deux scénarios. On y observe que le scénario 6bis, plus réaliste, présente une vitesse de propagation et un débit plus faible que le scénario 6. Ces résultats sont toutefois assez approximatifs compte tenu des hypothèses prises au départ (vitesse de formation de la brèche, type de brèche, etc.). Ils nous indiquent la tendance résultant d'une formation progressive de brèche.

Tableau 4 : Tableau de comparaison des scénarios 6 et 6bis

Point de contrôle	Distance par rapport au réservoir	Rupture instantanée avec 4 m d'eau dans la retenue		Rupture progressive avec 4 m d'eau dans la retenue	
		Temps d'atteinte	Débit de pointe	Temps d'atteinte relatif	Débit de pointe
Retenue	50 m	11 s	480 m <sup>3</sup> /s	11 s	121 m <sup>3</sup> /s
Bergerie	560 m	1 min 41 s	150 m <sup>3</sup> /s	1 min 59 s	112 m <sup>3</sup> /s
Pont AM	910 m	3 min 16 s	75 m <sup>3</sup> /s	3 min 39 s	70 m <sup>3</sup> /s
Débordement Pont	960 m	4 min 18 s	17.5 m <sup>3</sup> /s	4 min 51 s	22 m <sup>3</sup> /s
Buse	960 m	3 min 25 s	12 m <sup>3</sup> /s	3 min 54 s	23 m <sup>3</sup> /s
Pont AV	985 m	3 min 41 s	27 m <sup>3</sup> /s	3 min 59 s	36 m <sup>3</sup> /s

### 3.2.3 IMPACT SUR LES OUVRAGES

Ces résultats vont de pairs avec les résultats graphiques 2D présentés sur les cartes annexées à ce rapport (Carte 1 à 14).

La modélisation 2D a permis de mettre en évidence les zones touchées par la montée rapide des eaux ainsi que les vitesses maximales auxquelles elles sont soumises.

On observe ainsi que les scénarios 1 à 3 ne sont pas très impactant sur l'aval de la retenue. Le cours d'eau semble suffisamment bien calibré pour les absorber.

Pour les scénarios 4 et 5, l'eau commence à envahir le devant de la bergerie mais avec des hauteurs faibles, l'essentiel du flux s'écoulant dans le ruisseau.

D'autre part, les ouvrages ainsi calibrés (calibrage sommaire car un calibrage plus poussé aurait demandé des mesures trop complexes et coûteuses à fournir) laissent passer ces cinq ondes de rupture sans débordement sur la route départementale.

A contrario les scénarios 6 et 6 bis laissant s'échapper l'intégralité des 15 000 m<sup>3</sup> stockés dans le réservoir (niveau initial à 4 m) sont impactant en plusieurs endroits :

- Au moment de l'arrivée du front d'onde devant la bergerie, la hauteur d'eau est d'environ 0,70 m avec une vitesse de l'ordre de 4 m/s en cas de rupture progressive (1,20 m et 4,4 m/s en cas de rupture totale). Ce couple hauteur/vitesse constitue un aléa fort. Par contre, une fois l'onde passée, les niveaux et vitesses diminuent rapidement. De plus, la porte de la bergerie étant perpendiculaire à l'écoulement,

les conséquences à l'intérieur de la bâtisse seront moindres (diminution de la lame d'eau et de la vitesse).

- Au niveau de l'ouvrage de franchissement de la D951, la buse se met progressivement en charge mais n'a pas une section suffisante pour absorber le pic de crue. Le casier à l'amont se remplit rapidement puis l'eau déverse sur la route sur une hauteur maximale de 0,50 m avec une vitesse de 1,8 m/s ( $h_{max} = 0,50$  m s et  $V_{max} = 2$  m/s pour la rupture totale). Cette situation s'avère critique pour la circulation routière à cet endroit et constitue un aléa fort.
- Les habitations situées en aval de la RD951 sont faiblement impactées uniquement par les eaux provenant de la surverse de la route (hauteur de l'ordre de 0,30 m et vitesse d'environ 1 m/s). En effet, l'essentiel du flux transite par le ravin des Poux dont la section s'élargie.

Enfin, habitation en amont de la bergerie, côté Est, n'est impactée par aucun des scénarios de rupture.

Bien évidemment, ces impacts pourraient être aggravés en cas d'embâcles dans un ruisseau insuffisamment entretenu (arbres morts, végétation invasive, remblais, ...) qui auraient pour conséquence de bloquer le flux et augmenter les débordements dans les champs. De même l'obturation partielle des buses s'avère préjudiciable au bon écoulement.

### 3.2.4 CRITIQUE DES CARTES 2D

Ces résultats présentés en 2 dimensions montrent les limites de notre modélisation. Tout d'abord sur les cartes des maximums atteints, on observe des ondes. Cela provient du pas de temps de sortie demandé pour le rendu graphique. En effet la vitesse d'écoulement est si élevée (jusqu'à 8 m/s) que l'on observe une forte progression de l'onde de rupture entre 2 pas de temps graphique.

De plus on peut voir pour les scénarios 6 et 6bis (4 m d'eau dans la retenue, rupture instantanée et rupture progressive) un débordement en rive droite qui semble s'échapper du domaine d'étude. Ce débordement ne sort pas du modèle (bords considérés comme des murs) mais n'impacte pas grandement les résultats obtenus.

L'hydrogramme à cet endroit pour le scénario 6 est présenté sur la Figure 19. Ce flux, estimé au maximum à  $7.5 \text{ m}^3/\text{s}$  est non significatif par rapport au débit de pointe à cet endroit estimé à environ  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  (<10%).

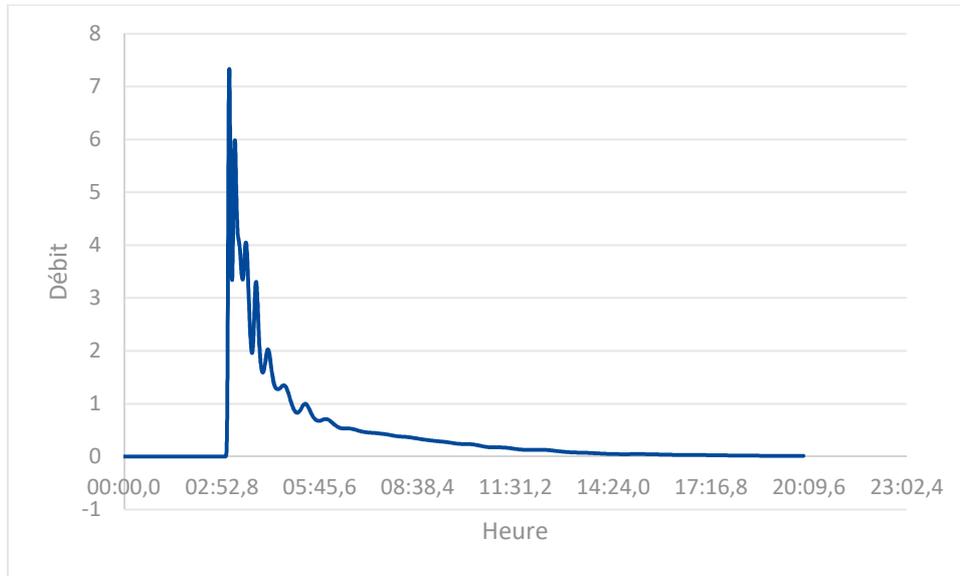


Figure 19 : Débit du flux débordant en limite droite du modèle pour le scénario 6

## 4 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Les conclusions et perspectives issues des présentes études SCP, y compris celle relative à l'étude de la stabilité et de l'érosion interne, sont basées sur les données existantes fournies par l'ASA.

### 4.1 CONCLUSIONS DE L'ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE

Un modèle 2D a été construit à l'aide des données topographiques fournies par l'ASA du Canal de Ventavon St Tropez. Ce modèle élaboré avec le logiciel TELEM2D, a permis de simuler l'écoulement à surface libre (hauteur, vitesse d'écoulement, temps d'arrivée du front d'onde) et la submersion dans la zone d'étude.

Compte tenu des caractéristiques du barrage, deux modes de rupture ont été modélisés :

- une rupture totale instantanée du barrage, peu probable pour ce type de barrage en remblais compacté.
- une rupture progressive par l'initiation d'une brèche, scénario plus réaliste au regard des études de stabilité et d'érosion interne développées dans le rapport SCP « Etude de la stabilité générale et du risque d'érosion interne » version V1 du 29/10/2018.

Il s'avère que la rupture instantanée, bien que moins probable, est plus pénalisante en termes de vitesses et de hauteurs d'eau que la rupture progressive. Ainsi, les valeurs obtenues par les modélisations en rupture instantanées peuvent être considérées comme des valeurs maximales pour le scénario de remplissage initial considéré.

Les modélisations ont porté sur 6 différents niveaux de remplissage initial dans la retenue du barrage des Poux (+1 m, +1,5 m, + 2 m, +2,18 m, +2,68 m et + 4 m).

Les hydrogrammes de la rupture progressive ont été caractérisés à l'aide du logiciel CASTOR et de la bibliographie sur les ruptures de barrages analogues à celui des Poux.

**Les impacts d'une rupture pour les niveaux de remplissage de la retenue à 1, 1,5, 2 et 2,18 m sont faibles, le flux étant entièrement contenu par le ruisseau.**

L'impact est légèrement plus marqué, uniquement devant la bergerie, pour un remplissage initial de 2,68 m.

Pour un niveau de remplissage de 4 m dans la retenue, les impacts sont :

- assez importants pour la bergerie (en termes de hauteur et de vitesse),
- marqués pour la RD951 (en termes de hauteur),
- faibles pour l'habitation en aval de la route.

## 4.2 RAPPEL DES CONCLUSIONS DE L'ETUDE DE STABILITE

Les résultats complets de cette étude sont exposés dans le rapport SCP "Etude de la stabilité et du risque d'érosion interne du barrage des poux à Valernes (04) – indice 1 du 29/10/2018".

Il s'agit, selon l'étude, de la principale problématique du site et il convient de bien distinguer la moitié Sud de la digue, qui n'est affectée d'aucun mouvement notable et dont la stabilité semble acquise dans toutes les situations, de la moitié Nord de la digue dont les éléments relatifs à sa stabilité sont développés dans le présent rapport.

En effet, indépendamment des phénomènes constatés (assèchement des matériaux, présence d'une faille et de fissures dans le remblai, tassements résiduels, ...) et largement développés dans les documents [9] et [10] de 2018 (respectivement rédigés Assistance PRO\_G et ALPES INGE), les modélisations réalisées avec TALREN selon l'approche des « Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblais » – CFBR – Octobre 2015 mettent en évidence :

### **Pour une exploitation normale :**

Des coefficients de sécurité du **talus aval** légèrement supérieurs à 1,00 pour une exploitation normale à la cote +1m et +2m mais légèrement inférieurs à 1,00 (0,98) pour une exploitation à la cote +4m. Ces valeurs sont en cohérence avec les éléments observés sur le site et les déplacements mesurés par les inclinomètres.

Des coefficients de sécurité du **talus amont** (côté retenue) tous supérieurs à 1,00 (de 1,03 à 1,18) quel que soit le niveau de remplissage, en incohérence avec les instabilités observées. Il se pourrait toutefois que ces dernières n'affectent que le rip-rap (glissement de surface)

### **Dans la situation transitoire de vidange rapide :**

Des coefficients de sécurité supérieurs à 1,00 pour les talus amont et aval, si le niveau de remplissage initial est à +1 m et + 2 m.

Un coefficient de 0,96 révélateur d'un risque marqué d'instabilité du talus amont pour un niveau de remplissage initial de + 4 m.

### **Dans la situation extrême de séisme :**

Des coefficients de sécurité inférieurs à 1,00 pour le talus aval, quel que soit le niveau de remplissage initial, y compris avec une retenue vide. Par contre, selon les modélisations le talus amont resterait stable en cas de séisme.

Les modélisations du **talus aval** corroborent les mesures inclinométriques avec un cisaillement au niveau de l'interface entre la couche d'alluvions limono-argileuses et le substratum altéré. Les mouvements initiaux sont probablement liés à des tassements de la couche d'alluvions

sous-jacentes. Ils ont créé des fissures dans les remblais et permis la mise en place d'une piézométrie défavorable dans la partie Nord de la digue. Ces niveaux d'eau anormalement hauts favorisent l'altération de l'interface et créent des sous-pressions défavorables à la stabilité.

Par contre le **talus amont** (côté retenue) est estimé stable par les modélisations (hormis en vidange rapide d'une retenue initialement à +4 m). Ce sera certainement le cas vis-à-vis d'un glissement profond mais les désordres liés au glissement du rip-rap seront très certainement aggravés en cas de séisme (glissement de surface).

Vis-à-vis de cet aléa de défaillance par glissement, **une exploitation à une cote de +1 à +2 m pourrait être envisagée** car les risques liés au glissement en lui-même, sont extrêmement faibles pour les biens et les personnes situées à l'aval. De plus, même en cas de glissement en masse générant une brèche dans la structure du barrage, les écoulements issus de la retenue seraient entièrement contenus dans le talweg.

## 4.3 CONCLUSIONS DE L'ETUDE D'EROSION INTERNE

L'analyse spécifique des processus d'érosion interne au sein du barrage des Poux, basée sur une étude couplée des écoulements et des matériaux constitutifs a permis d'apprécier et de quantifier les deux paramètres d'initiation que sont le détachement des particules et leur transport.

Il en ressort que

- **La problématique d'érosion de contact peut être écartée** en raison des faibles vitesses aux interfaces entre les faciès fin (remblais) et les faciès grossiers (drains).
- Les sols présentent une sensibilité granulométrique à la suffusion selon les critères Burenkova (mais pas selon les critères de Kenney et Lau) mais la cinétique des écoulements ne permet pas l'initiation du processus d'érosion. **Le risque de suffusion dans les sols de fondation ainsi que dans le remblai peut être écarté.**
- **Le risque de boulangerie est écarté** au regard de la nature des sols du barrage, de leur cohésion d'une part et de l'absence d'écoulement ascendant d'autre part.
- **Le risque d'érosion régressive est écarté** au regard de la nature fine et cohésive des sols du barrage des Poux, des gradients calculés bien inférieurs aux gradients critiques et de l'absence d'écoulement sortant du corps du barrage.
- **Le risque d'érosion de conduit** le long des ouvrages traversant **est écarté.**

En l'état des conditions géométriques et des écoulements au sein du barrage des Poux, les risques vis-à-vis des différents modes d'érosion interne peuvent être écartés, quel que soit le niveau d'exploitation (1 m, 2 m ou 4 m).

Toutefois, si les mouvements (tassements, glissements, ...) perdurent et modifient sensiblement la géométrie du barrage et de fait les écoulements internes, certaines situations peuvent s'avérer moins sécuritaires, notamment avec un niveau de remplissage élevé dans la retenue.

De fait, il serait prudent de limiter le remplissage dans la retenue à +2 m. Ainsi, même après un glissement et l'éventuel développement d'une érosion interne formant une brèche au travers le corps du barrage, le flux d'eau issu de la retenue serait entièrement contenus dans le lit mineur du ruisseau des Poux.

## 4.4 ESTIMATIONS DES RISQUES

Les appréciations pour l'aspect « onde de submersion » ont été déterminées à partir de la définition de l'aléa inondation selon la vitesse et la hauteur du tableau ci-dessous :

Tableau 5 : Aléa en fonction de la vitesse et de la hauteur d'eau

Hauteur \ Vitesse	V < 0.2 m/s	0.2 < V < 0.5 m/s	V > 0.5 m/s
H < 0.5 m	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa fort
0.5 < H < 1 m	Aléa moyen	Aléa moyen	Aléa fort
1 < H < 1.5 m	Aléa fort	Aléa fort	Aléa très fort
H > 1.5 m	Aléa très fort	Aléa très fort	Aléa très fort

La matrice ci-après donne une vision graphique globale des diverses situations avec les probabilités ou risques associés.

On y distingue, pour un mode de défaillance donné et une situation donnée :

- une estimation de la probabilité d'occurrence de l'aléa (peu probable, possible, très probable),
- une estimation des risques pour les personnes si l'aléa se produit (faible, moyen, important).

Tableau 6 : Matrice des risques et probabilité d'occurrence

Mode de défaillance	Situation	Retenue vide		Remplissage +1 m (cote 648,58 NGF soit environ 2300 m <sup>3</sup> d'eau)		Remplissage +1,5 m (cote 649,08 NGF soit environ 4000 m <sup>3</sup> d'eau)		Remplissage +2 m (cote 649,58 NGF soit environ 5400 m <sup>3</sup> d'eau)		Remplissage +2,18 m (cote 649,76 NGF soit environ 6000 m <sup>3</sup> d'eau)		Remplissage +2,68 m (cote 650,26 NGF soit environ 8000 m <sup>3</sup> d'eau)		Remplissage +4 m (cote 651,58 NGF soit environ 15000 m <sup>3</sup> d'eau)	
		Probabilité	Risque	Probabilité	Risque	Probabilité	Risque	Probabilité	Risque	Probabilité	Risque	Probabilité	Risque	Probabilité	Risque
Instabilité (glissement) du talus amont (coté réserve)	Exploitation normale	1,03	RF	1,05				1,09						1,18	
	Vidange rapide	NC	NC	1,14	RF		RF	1,10	RF		RF		RF	0,96	RF
	Séisme	1,05	RF	1,06				1,08						1,15	
	Crue exceptionnelle jusqu'au déversoir (654,66 NGF)	2,41	RF	2,41				2,41						2,41	
Instabilité (glissement) du talus aval	Exploitation normale	1,02	RF	1,01				1,01						0,98	
	Vidange rapide	NC	NC	1,15	RF		RF	1,14	RF		RF		RF	1,11	RF
	Séisme	0,94	RF	0,94				0,93						0,91	
	Crue exceptionnelle jusqu'au déversoir (654,66 NGF)	1,13	RF	1,13				1,13						1,13	
Erosion de contact	Etat actuel	NC	NC	PP	NC		NC	PP	NC		NC		NC	PP	NC
	Etat dégradé après glissement ou séisme			PP				PP					NC	PP	
Suffusion	Etat actuel	NC	NC	PP	NC		NC	PP	NC		NC		NC	PP	NC
	Etat dégradé après glissement ou séisme			PP				PP					NC	PP	
Boulanges	Etat actuel	NC	NC	PP	NC		NC	PP	NC		NC		NC	PP	NC
	Etat dégradé après glissement ou séisme			PP				PP					NC	PP	
Erosion régressive	Etat actuel	NC	NC	PP	NC		NC	PP	NC		NC		NC	PP	NC
	Etat dégradé après glissement ou séisme			PP				PP					NC	P	
Erosion de conduit	Etat actuel	NC	NC	PP	NC		NC	PP	NC		NC		NC	PP	NC
	Etat dégradé après glissement ou séisme			PP				PP					NC	P	
Brèche dans le barrage	Etat actuel	NC	NC	PP	NC		NC	PP	NC		NC		NC	P	NC
	Etat dégradé après glissement ou séisme			PP		PP		PP		PP		PP		P	
Onde de submersion suite à une brèche dans le barrage	Impact pour les personnes dans le ruisseau des Poux				RI				RI				RI		RI
	Impact pour les personnes devant la bergerie				RF				RF				RM		RI
	Impact sur les personnes sur la RD951	NC	NC	PP		PP		PP		PP		P		P	RM
	Impact sur les personnes devant les habitations en aval de la route				RF				RF				RF		RF

NC Non Concerné  
PP Peu Probable  
P Possible  
TP Très Probable

NC Non Concerné  
RF Risque Faible  
RM Risque Moyen  
RI Risque Important

## 4.5 PERSPECTIVES D'EXPLOITATION

L'exploitation de la retenue à sa cote maximale nécessite impérativement des travaux conséquents de confortement, voire une déconstruction puis une réfection de la digue ou d'une partie de la digue.

Cette alternative doit faire l'objet d'études spécifiques permettant de déterminer avec précision l'origine et les causes des désordres puis de définir et justifier ces travaux. Certaines études sont d'ailleurs en cours.

Dans l'attente des conclusions, décisions, autorisations, financements, ..., si l'enjeu de cette retenue est avéré et qu'elle ne peut être substituée par un autre stockage d'eau brute, il est possible, au regard de la présente étude, de prétendre à une exploitation dégradée avec un niveau maximum n'excédant pas les +2,68 m (650,26 m NGF), correspondant à un volume d'eau d'environ 8000 m<sup>3</sup> dans la réserve.

**Cette exploitation devra se faire dans le strict respect des prescriptions décrites au chapitre 4 du rapport [9] – Proposition pour la gestion à court terme de la retenue de février 2018 rédigé par Assistance PRO\_G.**

## ANNEXE

Carte 1 : Hauteur d'eau pour une rupture instantanée avec 1 m d'eau dans la retenue ( $V=2\,300\text{ m}^3$ ) – Scénario 1

Carte 2 (mise à jour mars 2021) : Hauteur d'eau pour une rupture instantanée avec 1.5 m d'eau dans la retenue ( $V=4\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 2

Carte 3 : Hauteur d'eau pour une rupture instantanée avec 2 m d'eau dans la retenue ( $V=5\,400\text{ m}^3$ ) – Scénario 3

Carte 4 (mise à jour mars 2021) : Hauteur d'eau pour une rupture instantanée avec 2.18 m d'eau dans la retenue ( $V=6\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 4

Carte 5 (mise à jour mars 2021) : Hauteur d'eau pour une rupture instantanée avec 2.68 m d'eau dans la retenue ( $V=8\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 5

Carte 6 : Hauteur d'eau pour une rupture instantanée avec 4 m d'eau dans la retenue ( $V=15\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 6

Carte 7 : Hauteur d'eau pour une rupture progressive avec 4 m d'eau dans la retenue ( $V=15\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 6bis

Carte 8 : Vitesse d'écoulement pour une rupture instantanée avec 1 m d'eau dans la retenue ( $V=2\,300\text{ m}^3$ ) – Scénario 1

Carte 9 (mise à jour mars 2021) : Vitesse d'écoulement pour une rupture instantanée avec 1.5 m d'eau dans la retenue ( $V=4\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 2

Carte 10 : Vitesse d'écoulement pour une rupture instantanée avec 2 m d'eau dans la retenue ( $V=5\,400\text{ m}^3$ ) – Scénario 3

Carte 11 (mise à jour mars 2021) : Vitesse d'écoulement pour une rupture instantanée avec 2.18 m d'eau dans la retenue ( $V=6\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 4

Carte 12 (mise à jour mars 2021) : Vitesse d'écoulement pour une rupture instantanée avec 2.68 m d'eau dans la retenue ( $V=8\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 5

Carte 13 : Vitesse d'écoulement pour une rupture instantanée avec 4 m d'eau dans la retenue ( $V=15\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 6

Carte 14 : Vitesse d'écoulement pour une rupture progressive avec 4 m d'eau dans la retenue ( $V=15\,000\text{ m}^3$ ) – Scénario 6bis