



Entente Interdépartementale pour la Protection contre les Inondations de l'Oise, de l'Aisne, de l'Aire et de leurs Affluents

Etude d'aménagement
d'une aire de
ralentissement des fortes
crues de l'Oise à Proisy

Etude de l'onde de rupture

STUCKY

Immeuble Alliance
226, rue Georges Besse
30000 Nîmes
Tél. : 04 66 04 05 70
Fax : 04 66 04 05 69
E-mail : stucky@stucky.fr

Novembre 2004

Sommaire

1. Préambule	4
2. Hydrogramme initial de rupture progressive de la digue	5
2.1. Modélisation de l'onde de rupture	5
2.1.1. Description du logiciel "RUPRO"	5
2.1.2. Caractéristiques du barrage	5
2.1.3. Hypothèses et résultats des simulations	7
2.1.4. Comparaison avec les résultats des méthodes statistiques	8
2.1.5. Conclusions	10
2.2. Hydrogramme de l'onde de rupture	10
3. Propagation de l'onde de rupture	12
3.1. Présentation du logiciel RUBAR3	12
3.2. Description du modèle numérique	12
3.2.1. Topographie	13
3.2.2. Conditions aux limites	14
3.3. Résultats du calcul de propagation de l'onde de rupture	14
3.3.1. Corrections selon les recommandations du CTPB	14
3.3.2. Evolution de l'onde le long de la vallée	15
3.3.3. Diagnostic des risques	16
4. Conclusions	19

Liste des tableaux

Tableau 1:	Caractéristiques de la digue de Proisy	6
Tableau 2:	Relation hauteur - surface - volume de la retenue de Proisy	6
Tableau 3:	Hydrogramme de rupture : sensibilité aux paramètres	8
Tableau 4:	Largeurs de brèche, temps de rupture et débits de pointe de l'onde de rupture par les formules de Froehlich et Fread	10
Tableau 5:	Débits de pointe obtenus par méthodes statistiques	10

Liste des figures

Figure 1 :	Courbe Hauteur-surface-volume de la retenue de Proisy	6
Figure 2:	Hydrogramme de rupture de la digue de Proisy	11
Figure 3:	Hydrogramme à la limite amont du modèle de propagation	14
Figure 4:	Evolution du débit de pointe le long de la vallée de l'Oise	15
Figure 5:	Trajectoire de la crête de l'onde	16
Figure 6:	Courbe enveloppe des cotes maxi atteintes	17

Liste des annexes

Annexe 1 : Le modèle "Rupro"

Annexe 2: Le modèle "Rubar3"

Annexe 3: Liste des profils en travers utilisés

Annexe 4: Tableaux des résultats

Annexe 5: Graphiques des résultats

Annexe 6: Zone de submersion aval de l'onde de rupture de la digue de Proisy

1. Préambule

Suite à l'étude préliminaire d'identification et de comparaison d'aires de ralentissement de crues sur le bassin de l'Oise (ISL 2001), le site de Proisy a été choisi comme site pilote ; il est situé sur le bassin de l'Oise amont, à une dizaine de kilomètres à l'amont de la ville de Guise.

L'avant projet de cet ouvrage a été réalisé en 2004 par STUCKY Ingénieurs Conseils.

Les principales caractéristiques de la digue ont été déterminées ainsi que l'impact de l'aménagement de l'ouvrage sur les inondations.

La conception de l'aménagement prévoit des dispositifs de sécurité (déversoir de surface et muret anti-déversement) dimensionnés pour des conditions très défavorables, crue cinquemillénale et clapet bloqué en position haute.

Indépendamment de ces aspects, compte tenu de la position de l'ouvrage en amont de zones habitées, il convient de déterminer quelles peuvent être les conséquences de la rupture de cette digue et le danger qu'elle représente pour les populations en aval.

L'étude de l'onde de rupture de la digue et de sa propagation fait l'objet du présent rapport.

2. Hydrogramme initial de rupture progressive de la digue

2.1. Modélisation de l'onde de rupture

2.1.1. Description du logiciel "RUPRO"

Le logiciel RUPRO permet le calcul de l'hydrogramme de rupture d'un barrage en terre homogène.

Le logiciel couple par une méthode de RUNGE-KUTTA un calcul hydraulique déterminant les variables hydrauliques moyennes sur la digue à un calcul de transport solide qui suppose l'érosion uniforme dans l'ensemble de la digue.

La digue est décrite par un profil en travers type et la retenue par des couples hauteur-surface.

L'élargissement progressif de la brèche dépend des propriétés des matériaux composant la digue :

- Le diamètre moyen D_{50} des matériaux
- Leur masse volumique
- Leur porosité
- Le coefficient de Strickler de l'écoulement hydraulique sur et dans la digue

Les résultats de cette modélisation sont les caractéristiques de la brèche (taille et temps de formation) et l'hydrogramme qui en résulte.

Une description plus détaillée du logiciel est fournie en Annexe 1.

2.1.2. Caractéristiques du barrage

La digue de Proisy sera constituée par un remblai homogène réalisé en matériaux limono-argileux soigneusement compactés.

La digue proprement dite sera complétée par un ouvrage central vanné destiné à assurer le transit et la régulation des crues.

Implanté sur la digue en rive droite, le déversoir de sécurité sera un seuil libre déversant destiné à assurer le transit d'un débit de $306 \text{ m}^3/\text{s}$ en cas de crue exceptionnelle (crue cinquemillénale) et de blocage en position haute du clapet central.

Les caractéristiques de la digue et l'évaluation des caractéristiques des matériaux qui la composeront sont indiquées dans le Tableau 1 suivant :

Tableau 1: Caractéristiques de la digue de Proisy

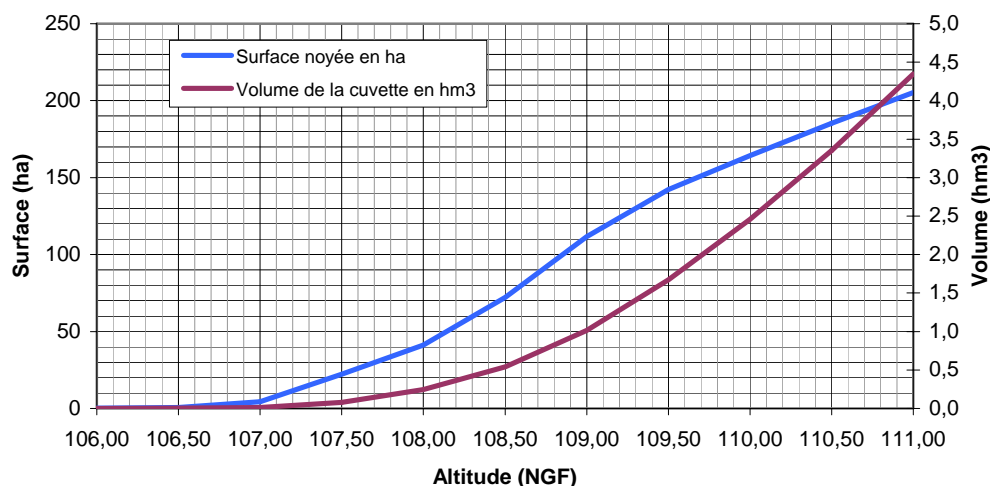
Cotes principales	
Cote des plus hautes eaux (PHE)	111,00 NGF
Cote du pied du barrage au niveau du terrain naturel	107,00 NGF
Cote de la crête de la digue	112,00 NGF
Dimensions de la digue	
Largeur en tête de la digue	6 m
Largeur en pied de la digue	38.5 m
Matériaux de la digue	
D ₅₀ des matériaux	0,002 à 0.008 mm
Masse volumique des grains	2000 à 2200 kg/m ³
Porosité des matériaux	30 à 40 %
Coefficient de Strickler de l'écoulement hydraulique sur et dans la digue	30 à 40

La relation hauteur-surface-volume, qui caractérise l'aire de stockage de Proisy est fournie dans le Tableau 2 et la Figure 1 page suivante.

Tableau 2: Relation hauteur - surface - volume de la retenue de Proisy

Cote du plan d'eau (NGF)	Surface noyée (en ha)	Volume stocké (en m ³)
111.00	205.18	4 348 000
110.50	185.33	3 354 000
110.00	164.24	2 458 500
109.50	142.24	1 673 500
109.00	111.68	1 015 000
108.50	72.15	540 000
108.00	41.26	245 800
107.50	22.18	80 600
107.00	4.28	13 500
106.50	0.58	3 000
106.00	0.26	1 650

Figure 1 : Courbe Hauteur-surface-volume de la retenue de Proisy



2.1.3. Hypothèses et résultats des simulations

Hypothèses de simulation

Les conditions de rupture de digue supposent que l'eau est au niveau de PHE, soit 111,0 NGF et que le lit mineur de l'Oise en aval est à plein bord.

Seule l'hypothèse d'érosion de la digue par renard est considérée. L'hypothèse d'érosion par surverse est écartée. En effet l'ouvrage et l'organe de régulation sont dimensionnés pour que la digue ne soit pas submergée en deçà de la crue cinquiennale, ce qui laisse une très faible probabilité de rupture de digue par surverse.

Par ailleurs, l'hypothèse de rupture par renard est la plus critique. Du fait du développement rapide de la brèche sous la charge maximale. Nous avons supposé que le renard se crée en pied de digue ; la cote du fond du renard à l'instant initial est donc égale au pied de digue au niveau du TN soit 107.00 NGF.

Résultats des simulations de rupture

En raison des incertitudes sur les valeurs des paramètres qui entrent en jeu dans le calcul de rupture plusieurs estimations ont été testées.

Le Tableau 3, page suivante, présente les résultats obtenus pour différentes valeurs de coefficient de Strickler, de granulométrie, de masse volumique, de porosité et de pas de temps de calcul :

- La granulométrie : nous avons fait varier D_{50} (diamètre médian de la courbe granulométrique) de 2 à 8 microns mais il n'influe pas sur l'hydrogramme calculé. Nous avons donc gardé $D_{50}=2$ microns.
- La masse volumique des grains ayant été estimée à l'aide des sondages géotechniques réalisés sur le site , il reste une incertitude liée à ce paramètre. Nous avons donc fait deux simulations avec l'estimation la plus basse et la plus haute (2000 et 2200 kg/m³) et pour aller dans le sens de la sécurité nous avons retenu l'hypothèse donnant le débit pointe maximum soit 2000 kg/m³.
- De même, il existe une incertitude sur la porosité des futurs matériaux de la digue, et nous avons retenu l'hypothèse sécuritaire soit $n=40\%$.
- Le coefficient de Strickler K dans la brèche est le paramètre le plus sensible. En effet, entre $K=40$ et $K=30$, le débit de pointe calculé passe du simple au double et correspond à un facteur 2 d'incertitude que nous ne pouvons pas réduire. Nous avons choisi $K=30$ d'après les recommandations du Cemagref, ce qui va aussi dans le sens de la sécurité, le débit de pointe étant supérieur.
- Enfin, le choix du pas de temps de calcul permet d'affiner les résultats en comparant les volumes écoulés et vidés et les volumes érodés et partis ; Les variations sont négligeables en comparaison de l'imprécision due au Strickler.

Tableau 3: Hydrogramme de rupture : sensibilité aux paramètres

Matériau						
Diamètre D ₅₀ (mm)	0.002	0.008	0.002			
Masse volumique des grains (°kg/m ³)	2000		2200	2000		
Porosité (%)	40			30	40	
Coefficient de strickler	30			40	30	
Paramètres de simulation						
Pas de temps	30					60
Paramètres à la pointe de la crue						
Débit de pointe (m ³ /s)	839	839	718	735	429	839
Temps de pointe	3h00	3h00	3h28	3h24	3h54	3h03
Taille de la brèche en m	215	215	182	186	104	215
Volume écoulé	4221127	4221175	4220713	4220808	4219226	4223389
Volume vidé	4218796	4218796	4218724	4218739	4218548	4218869
Volume érodé	14315	14313	12121	14508	6894	14333
Volume parti	14349	14348	12161	14554	6940	14361

2.1.4. Comparaison avec les résultats des méthodes statistiques

Les caractéristiques du barrage utilisées sont les mêmes que celles de la modélisation avec Rupro.

Formule de Costa

A partir des données sur des ruptures survenues dans le passé, l'auteur a proposé un certain nombre de formules, parmi lesquelles la suivante présente la meilleure corrélation avec les données observées :

$$Q_p = 325 \cdot (V \cdot H)^{0,42}, \text{ avec } V = \text{volume du barrage (hm}^3\text{)}$$

- H = hauteur du barrage (m).

Cette méthode donne dans les mêmes conditions que celles du calcul de Rupro, (§ 2.2), pour un volume de 4.38 hm³ et une hauteur de 5 m, un débit de 1188 m³/s. Cette valeur est d'un ordre de grandeur proche du débit obtenu avec Rupro soit 839 m³/s.

Formule de Hagen

La formule développée par Hagen (1982) donne une enveloppe maximale de ruptures historiques (progressives ou instantanées) de 14 barrages.

$$Q_p = 540,7 \cdot (V \cdot h)^{0,5}, \text{ avec}$$

- V = volume du barrage (hm³)

- h = hauteur de l'eau au-dessus de la brèche (m).

Cette méthode donne, pour un volume de 4.38 hm³ et une hauteur de 4 m, un débit de 2263 m³/s. Elle triple presque la valeur obtenue par Rupro.

Formules de Froehlich

Deux formules empiriques développées par Froehlich D.C (1987) donnent la largeur de brèche et la durée de formation. Ces formules ont été établies à partir de la rupture historique de 43 barrages de taille variant de 4,5 m à 86,3 m et dont 37 avaient une hauteur inférieure à 30,5 m :

$$b = 20,79 * k_o * (V * hd)^{0,25}$$

$$\tau = 6,94 * \left(\frac{V}{hd^2} \right)^{0,5} \text{ avec :}$$

- b : largeur moyenne de la brèche (m)
- τ : durée de formation de la brèche (heure)
- hd : hauteur d'eau au-dessus de la brèche (m)
- V : volume de la retenue (hm³)
- k_o : coefficient égal à 1 dans le cas d'une rupture par renard, et égal à 1,4 dans le cas d'une rupture par surverse

Les incertitudes sur ces paramètres sont importantes :

- l'erreur sur la largeur b est de ± 54 %,
- l'erreur sur le temps de rupture est de ± 70 %.

Formules de Fread

Le débit résultant peut être calculé selon la formule développée par Fread (1981) :

$$Q_p = 0,288 * b * \left(C / (\tau + C / (hd * 3,2808)^{0,5}) \right)^3$$

avec :

- avec $C = 1\,762 * A / b$
- avec A surface du bassin à la cote de retenue normale (km²).

Résultats

Dans les mêmes conditions que celles du calcul de Rupro, (§ 1.2) soit

- V = 4,38 hm³,
- hd = 4 m (cote du niveau d'eau initial fixé à 111.0 m NGF)
- A = 2,05 km²,

On obtient les résultats suivants :

Tableau 4: Largeurs de brèche, temps de rupture et débits de pointe de l'onde de rupture par les formules de Froehlich et Fread

Rupture par renard	Hypothèse moyenne	Hypothèse minimum	Hypothèse maximum
Temps de rupture (heure)	6.63	6.171	1.089
Largeur moyenne de la brèche (m)	42.53	19.57	65.49
Coefficient C	84.93	184.57	55.15
Débit de pointe au travers de la brèche (m ³ /s)	378	112	729

Ces formules donnent un débit de pointe et une largeur moyenne de brèche plus faibles que ceux de « Rupro ». Cependant ces estimations sont entachées d'une grande marge d'erreur, respectivement $\pm 70\%$ et $\pm 54\%$, si bien que le débit résultant de l'hypothèse maximum ($b = 65\text{m}$ et $\tau = 1,09$ heure) soit $729\text{ m}^3/\text{s}$ est très proche de celui de Rupro (il avoisine 90% du résultat de la modélisation : $Q_p = 839\text{ m}^3/\text{s}$).

2.1.5. Conclusions

Comme le montre le

Tableau 5, ces différentes méthodes mettent en évidence les incertitudes attachées à l'estimation du débit maximum de rupture. Les résultats des

Méthode	Qmax (m ³ /s)
Formule de Costa	1188
Formule de Hagen	2263
Formule Froehlich et Fread - hypothèse maximum	729

méthodes statistiques encadrent la valeur $839\text{ m}^3/\text{s}$ issue de

la modélisation par Rupro, qui sera conservée pour le calcul de propagation de l'onde à l'aval.

Tableau 5: Débits de pointe obtenus par méthodes statistiques

Méthode	Qmax (m ³ /s)
Formule de Costa	1188
Formule de Hagen	2263
Formule Froehlich et Fread - hypothèse maximum	729

2.2. Hydrogramme de l'onde de rupture

L'hydrogramme de l'onde de rupture est l'hydrogramme de la rupture par renard issu du calcul de « RUPRO » avec $D_{50} = 0.002\text{mm}$, $\rho = 2000\text{kg}/\text{m}^3$, $n = 40\%$, $K = 30$ et $\Delta t = 30\text{s}$.

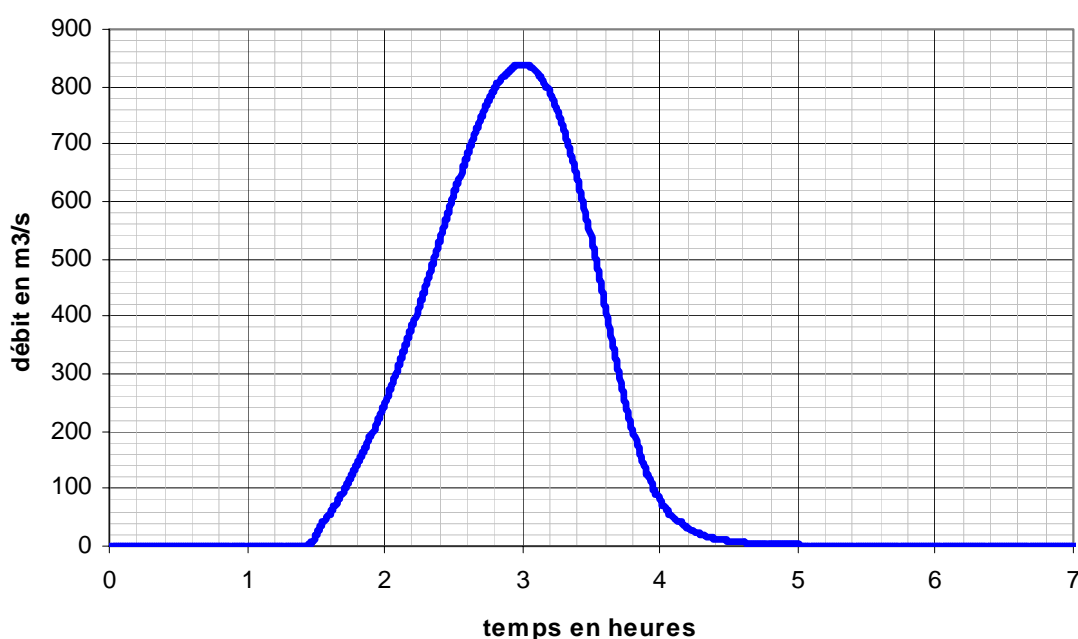
Il est illustré sur la figure 1.

La détection du renard à l'œil nu est possible au bout de 1h26 min (largeur du renard d'environ 74 cm et débit sortant d' $1.18 \text{ m}^3/\text{s}$).

Le débit de pointe est de $839 \text{ m}^3/\text{s}$ et il est atteint au bout de 3h00, soit environ 1h30 après la détection du problème, et la retenue se vide en 5 heures.

Le débit de pointe obtenu constituera la condition à la limite amont du modèle de propagation dans la vallée de l'Oise.

Figure 2: Hydrogramme de rupture de la digue de Proisy



3. Propagation de l'onde de rupture

Dans un premier temps, la simulation de la propagation de l'onde de rupture a été testée avec le logiciel "CASTOR", développé par le Cemagref.

Il s'est avéré que ce logiciel est très sensible dans une géométrie à très faible pente aux rétrécissements de la vallée et aux brusques variations de rugosité (ville de Guise), entraînant des instabilités et des résultats incohérents.

Aussi les simulations de propagation ont été réalisées avec le logiciel RUBAR3, développé par le Cemagref et plus robuste que Castor.

3.1. Présentation du logiciel RUBAR3

Le logiciel RUBAR 3 permet le calcul de propagation d'onde de rupture et plus généralement de tout écoulement qui suit les équations de Saint-Venant, selon un schéma monodimensionnel.

Le code RUBAR 3 résout les équations complètes de Barré de Saint Venant par une méthode explicite.

Les hypothèses simplificatrices habituelles sont faites pour permettre la schématisation des équations de Saint-Venant :

- l'écoulement est considéré unidimensionnel
- la géométrie de la vallée est supposée ne pas présenter de brusques singularités
- la distribution des pressions dans l'écoulement est supposée hydrostatique et les effets de viscosité à l'intérieur du fluide sont supposés négligeables par rapport aux frottements externes,
- le frottement est très global, le coefficient de Manning Strickler rend compte de nombreux phénomènes (nature des rives, courbures, occupation du lit, etc.).

Différentes conditions aux limites amont et aval peuvent être spécifiées. La condition amont est généralement constituée par l'hydrogramme de l'onde de rupture. La condition aval peut être soit une courbe de tarage, soit une réflexion, soit une cote donnée en fonction du temps, soit un flux libre, soit un régime uniforme.

3.2. Description du modèle numérique

L'onde résultant de la rupture de la digue de Proisy, se propage dans la vallée de l'Oise vers la ville de Guise. Elle a été modélisée jusqu'à la sortie de Guise soit environ 14 km à l'aval du site de stockage

Reconnaissance de la vallée de l'Oise

La vallée de l'Oise entre Proisy et Guise est une large vallée (de 1200m en amont à 900m de large) marquées par deux resserrments localisés au niveau des villes de Flavigny-le-Grand-et-Beaurain et de Guise (600m de large en moyenne).

La rugosité de la vallée dans sa globalité (au sens de l'étude du phénomène) se décompose en deux grande unités :

- la ville de Guise où l'on peut estimer le coefficient de Strickler à $K=15$
- le reste de la vallée est recouvert majoritairement de prairies, avec un bocage peu dense et la présence de quelques hameaux, le coefficient de strickler moyen de la vallée a donc été estimé à $K=20$

La reconnaissance de terrain a permis d'identifier les ponts et les routes en remblai qui vont jouer un rôle dans l'écoulement.

Vis à vis de l'étude de propagation, on néglige les pertes de charge provoquées par les ponts sur le tronçon où les débits restent supérieurs à la crue centennale.

Les calculs hydrauliques tiennent compte cependant de l'influence des remblais routiers :

- Route communale de Montceau-sur-Oise, dont le remblai varie de 0,5 à 1 m de haut,
- Route communale de Flavigny-le-Grand-et-Beaurain, dont le remblai varie de 1 à 2 m de haut,

3.2.1. Topographie

Nous avons utilisé les levés topographiques issus de l'étude hydraulique globale sur le bassin de l'Oise menée par ISL en 2001.

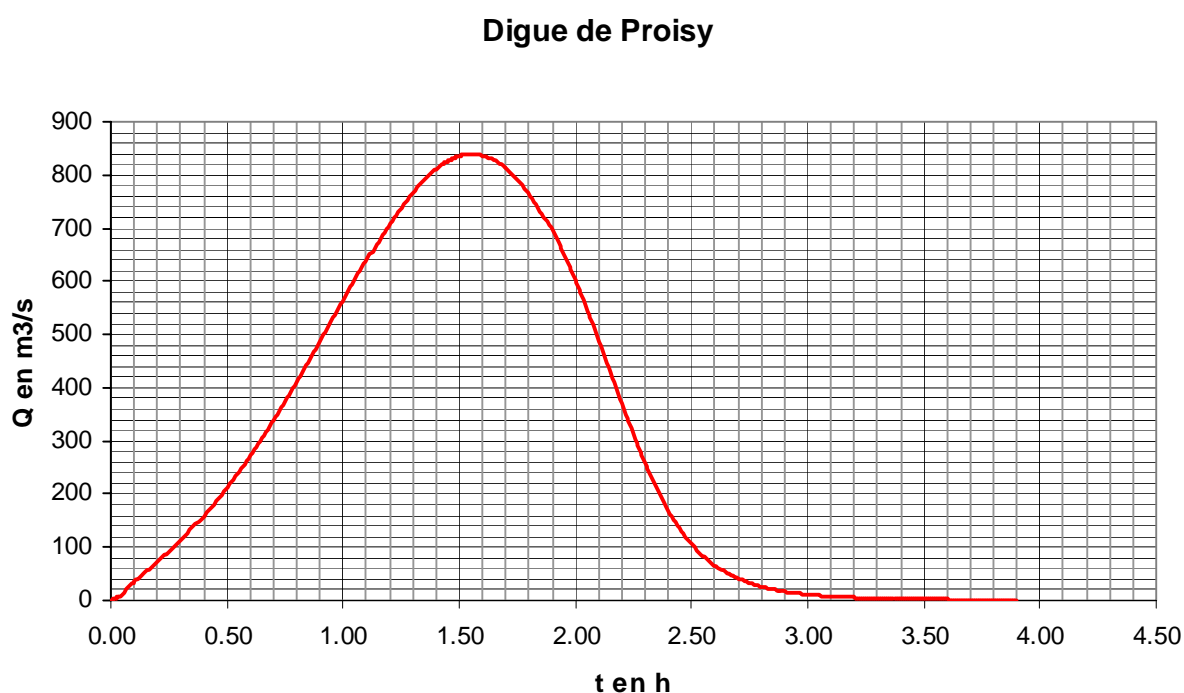
La vallée est représentée au total par 27 profils en travers perpendiculaires à l'axe de l'écoulement décrits par des couples de valeurs abscisse-cote. Leur position le long de la vallée est repérée par leur point kilométrique pK (Annexe 3).

Les profils de la modélisation hydraulique sont séparés d'une distance variant de 50 m à 1km selon les variations de la vallée. Une variation brusque du profil en travers ou de la pente de la vallée ou des conditions hydrauliques entre deux sections exige des profils plus rapprochés. Le logiciel interpole ensuite ses propres profils intermédiaires séparés d'un pas d'espace suffisamment petit (de 10 à 100 m) pour assurer la stabilité numérique.

3.2.2. Conditions aux limites

La condition à la limite amont est l'hydrogramme de l'onde de rupture issu du calcul de Rupro. Son temps 0, correspond au début de montée de l'hydrogramme. L'hydrogramme à la limite amont de Rubar est illustré Figure 3, ci-dessous.

Figure 3: Hydrogramme à la limite amont du modèle de propagation



La condition à la limite aval est une courbe de tarage $Q(Z)$ définissant la hauteur normale dans la dernière section du modèle.

3.3. Résultats du calcul de propagation de l'onde de rupture

3.3.1. Corrections selon les recommandations du CTPB

Les résultats bruts ont été majorés dans un second temps selon les recommandations du Comité Technique Permanent des Barrages :

- les tirants d'eau et les hauteurs ont été majorées de 15 % lorsque cette majoration est supérieure à 1 m et de 1 m sinon,
- les temps ont été minorés de 13 %.

Les tableaux de résultats bruts et majorés, les courbes enveloppes des cotes, vitesses et débits maximum, et les trajectoires des temps sont fournis respectivement en Annexe 4 et 5.

3.3.2. Evolution de l'onde le long de la vallée

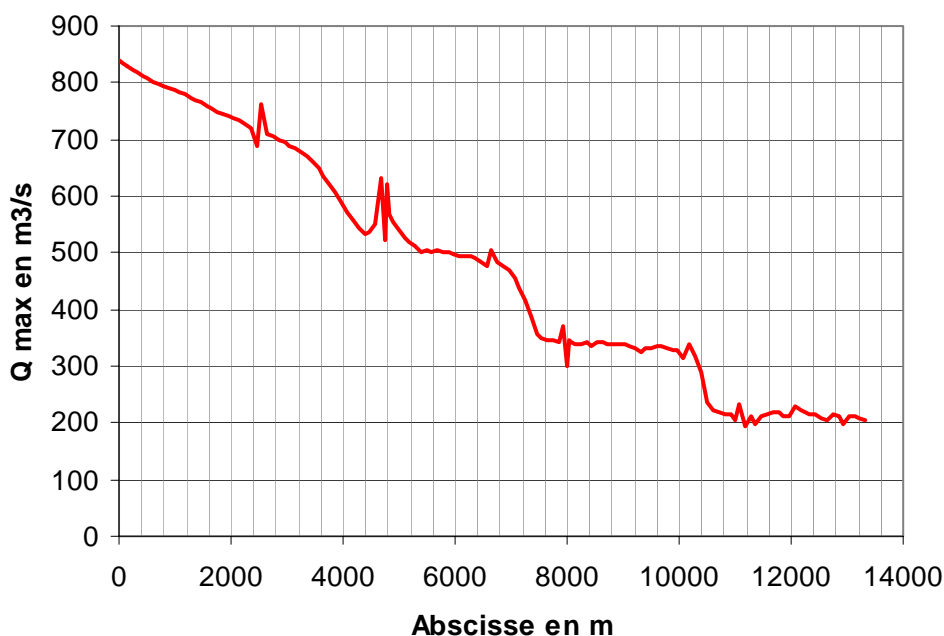
Evolution du débit

Le débit de pointe au moment de la rupture est de $839 \text{ m}^3/\text{s}$. Il s'atténue progressivement lors de la propagation de l'onde dans la vallée :

- Au niveau du village de Malzy, au $\text{pk}=1800$, le débit de pointe est d'environ $740 \text{ m}^3/\text{s}$, il a été écrêté de presque 12%,
- Au niveau du village de Montceau-sur-Oise, au $\text{pk}=4790$, le débit de pointe est de $621 \text{ m}^3/\text{s}$, il a été écrêté de plus de 25%,
- En amont de la route de Flavigny, au $\text{pk}=7940$, le débit de pointe n'est plus que d'environ $350 \text{ m}^3/\text{s}$, il a été écrêté de 58%.
- A l'entrée de la ville de Guise, au $\text{pk}=10400$, il ne reste qu'un débit de $288 \text{ m}^3/\text{s}$, qui est de l'ordre du débit de la crue centennale de l'Oise.
- A la traversée de Guise, le débit se réduit et reste aux alentours de $210 \text{ m}^3/\text{s}$ jusqu'à l'aval du modèle.

L'évolution du débit de pointe le long de la vallée est illustrée sur la Figure 4.

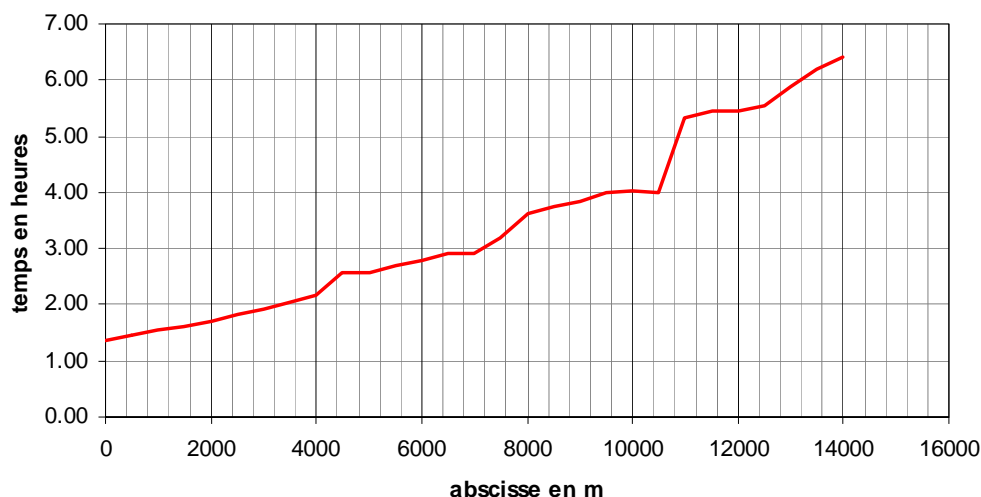
Figure 4: Evolution du débit de pointe le long de la vallée de l'Oise



Temps d'arrivée de l'onde et de la pointe

Les temps sont modifiés suivant les recommandations du CTPB.

La propagation de la crête de l'onde le long de la vallée est donnée ci-après.

Figure 5: Trajectoire de la crête de l'onde

Les ralentissements que l'on observe sur la Figure 5, aux environs du pk=10500 notamment, sont dus aux ouvrages en remblai qui barrent la vallée et en particulier au verrou de la ville de Guise.

La crête de l'onde atteint la ville de Malzy, pk=1800, 1h40min environ à partir du début de la rupture. Le délai de propagation de la pointe entre la digue de Proisy et Malzy n'est que de 19 min.

La pointe de l'onde touche la ville de Guise, pk 10500, près de 4h20min après le début de la rupture. Le délai de propagation de la pointe est alors de l'ordre de 3h.

Evolution des niveaux d'eau le long de la vallée

L'analyse des courbes enveloppes des cotes (résultats bruts) à différents temps d'avancement de l'onde (notamment t=6h), Annexe 5, permet de constater l'importance de 3 zones de stockage qui écrêtent la crue :

- Le remblai de la route de Montceau,
- Le remblai de la route de Flavigny,
- Le rétrécissement de la vallée et le « verrou » formé par la ville de Guise

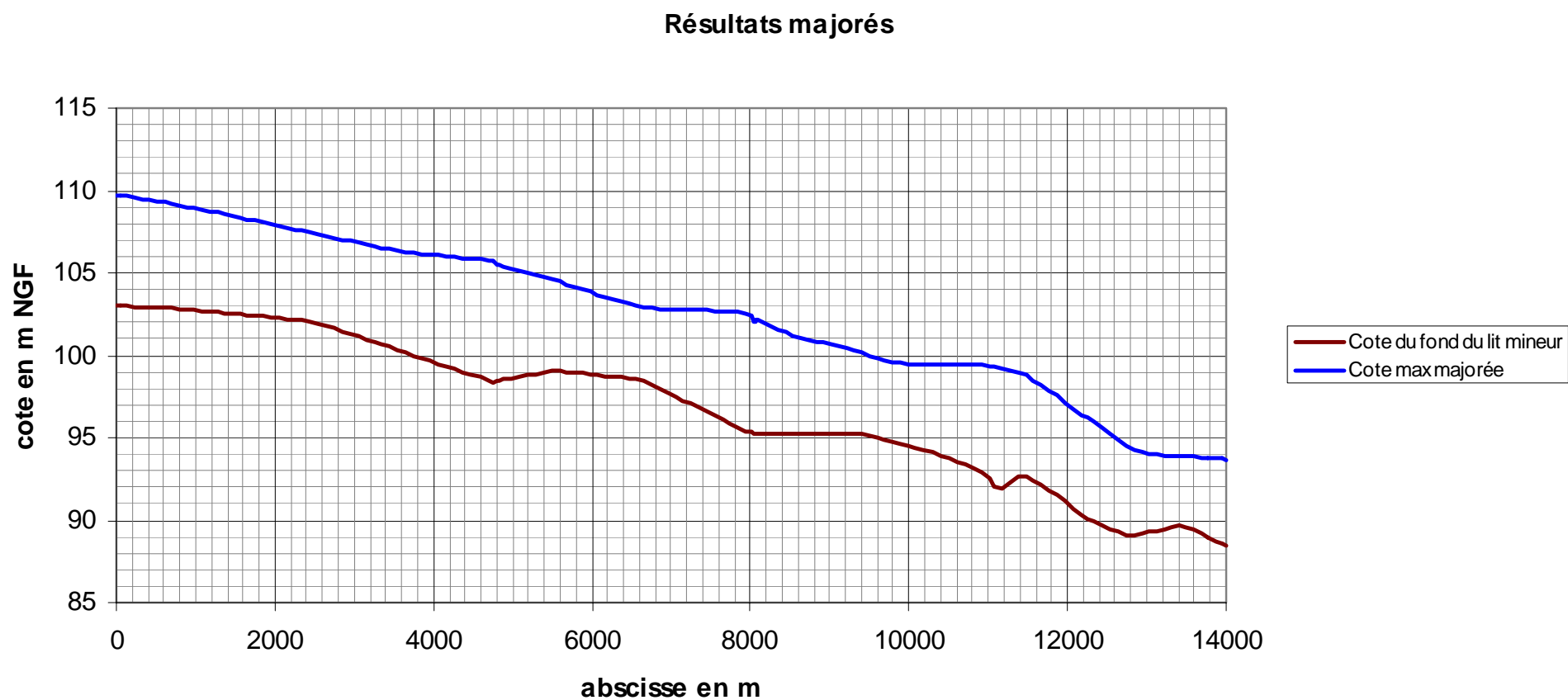
3.3.3. Diagnostic des risques

Les hauteurs sont modifiées suivant les recommandations du CTPB.

Les zones de submersion sont dessinées en Annexe 6 à la précision de la topographie près. L'étendue de submersion cartographiée fournit les limites atteintes par l'onde tout au long de sa propagation dans la vallée.

Les cotes maximales atteintes sont illustrées par la Figure 6, ci-après.

Figure 6: Courbe enveloppe des cotes maxi atteintes



Au niveau de la commune de Malzy, pk=1800, les hauteurs de submersion sont très conséquentes, elles peuvent atteindre 3,6 m par rapport au fond de la vallée (et non pas par rapport au fond du lit mineur, déjà plein avant la rupture). Seules les quelques (2 ou 3) maisons basses du village de Malzy sont susceptibles d'être atteintes mais sous une hauteur de submersion modérée (<1m).

En revanche, le village de Monceau-sur-Oise est beaucoup plus exposé en raison de la présence de nombreuses maisons dans une zone basse de la vallée ; la hauteur de submersion maximale dans cette zone habitée étant aux environs de 3 m.

L'onde de rupture atteint la majeure partie des zones habitées du village de Flavigny-le-Grand-et-Beaurain qui sont situées dans la vallée. Les hauteurs de submersion sont moindres mais peuvent tout de même atteindre 2m en partie basse

L'amortissement de l'onde dès l'entrée dans Guise, conduit à une expansion des eaux sur le tronçon aval qui s'inscrit dans le champ d'inondation de la crue centennale.

4. Conclusions

L'étude de propagation de l'onde de rupture de la retenue de Proisy a été réalisée jusqu'à l'aval de Guise en considérant la rupture par renard de la digue, hypothèse la plus pessimiste qui conduit à un débit de pointe de 839 m³/s en aval immédiat de la retenue.

La propagation de l'hydrogramme de rupture dans la vallée de l'Oise met en évidence les phénomènes suivants :

- Les parties basses des villages de Monceau et Flavigny sont inondés par plus de 3 m d'eau par endroits.
- Le laminage de l'onde de rupture est obtenue assez rapidement par l'expansion des eaux dans la large plaine inondable, favorisée par le compartimentage provoqué par les remblais routiers et surtout par les deux resserrements de vallée des villes de Flavigny et Guise.
- L'écêtement conduit à des débits maximaux de l'ordre de la crue centennale dès l'entrée dans la ville de Guise, et la zone inondable sur la partie aval s'inscrit dans l'enveloppe des plus hautes eaux de la crue centennale.
- Les risques liés à la propagation de l'onde sont essentiellement liés aux hauteurs de submersion dans le secteur amont , les vitesses moyennes d'écoulement restent relativement modérées entre 1 et 2 m/s.
- Les délais de propagation de la pointe de l'onde sont de l'ordre de :
 - 19 mn à Malzy,
 - 2h 40 mn à Guise ;

Annexe 1 : le modèle RUPRO

Présentation du logiciel RUPRO

Le logiciel RUPRO permet le calcul de l'hydrogramme de rupture d'un barrage en terre homogène.

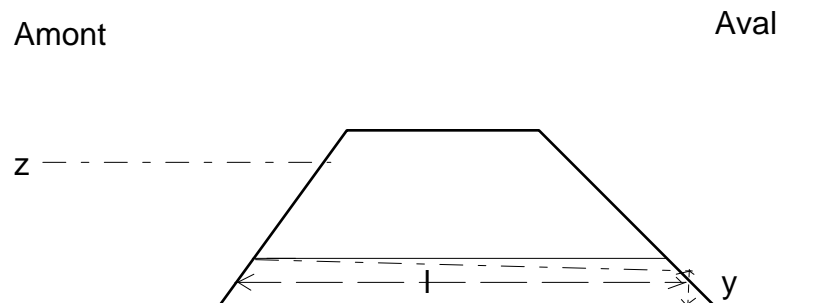
Le logiciel couple par une méthode de RUNGE-KUTTA un calcul hydraulique déterminant les variables hydrauliques moyennes sur la digue à un calcul de transport solide qui suppose l'érosion uniforme dans l'ensemble de la digue.

Le calcul hydraulique est mené à surface libre en résolvant l'équation de BERNOULLI avec comme condition aval un tirant d'eau critique au niveau du parement aval du barrage. Les pertes de charge sont soit linéaires (formule de MANNING-STRICKLER) soit singulières localisées sur le parement amont du barrage.

L'équation en y résolue est :

$$z = y + \frac{S}{2l} \left(1 + \eta \frac{S^2}{S_e^2} + \frac{2gl}{K^2 R^{4/3}} \frac{S^2}{\bar{S}^2} \right)$$

où z est la cote de la surface libre amont, y le tirant d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage (écoulement supposé critique), S la section correspondant à y, S_e la section amont, \bar{S} la section moyenne égale à $(S+S_e)/2$, R le rayon hydraulique correspondant à \bar{S} , l la longueur du renard calculée au centre du renard donc dépendant de y, η le coefficient de perte de charge à l'entrée du renard.

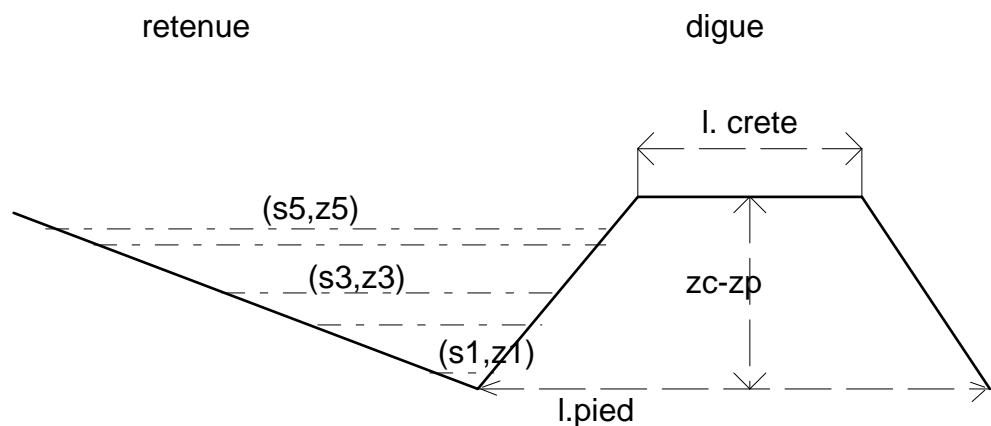


Le logiciel effectue un calcul simplifié d'érosion progressive pour un matériau non cohésif et supposé homogène. Le débit solide est déterminé à partir de la formule de MEYER-PETER-MULLER :

$$Q_s = \frac{8\sqrt{g}}{(\rho_s - \rho)\sqrt{\rho}} (\rho J R - 0,047 D_{50} (\rho_s - \rho))^{3/2}$$

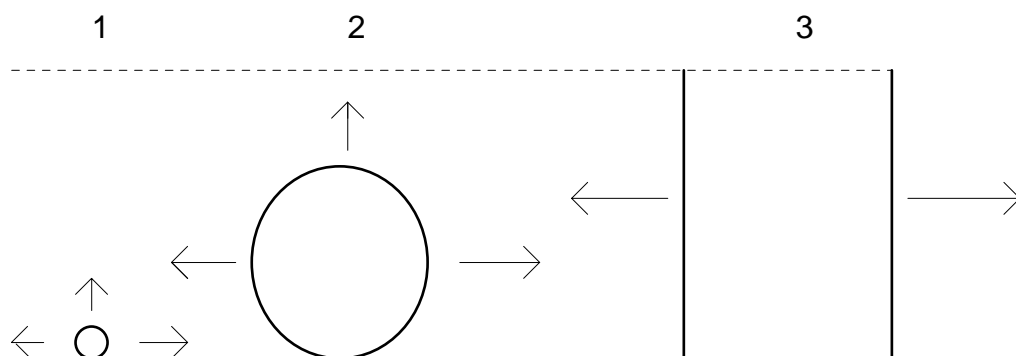
où Q_s est le débit solide par unité de largeur (à multiplier dans notre cas par le périmètre mouillé moyen), ρ_s est la masse volumique du matériau solide, ρ la masse volumique de l'eau, D_{50} le diamètre médian des grains du matériau, J la perte de charge par frottement au fond exprimée par un coefficient de Strickler moyen K . La porosité du matériau est utilisé pour obtenir le volume érodé à chaque instant.

La digue est décrite par un profil en travers type et la retenue par des couples hauteur-surface.

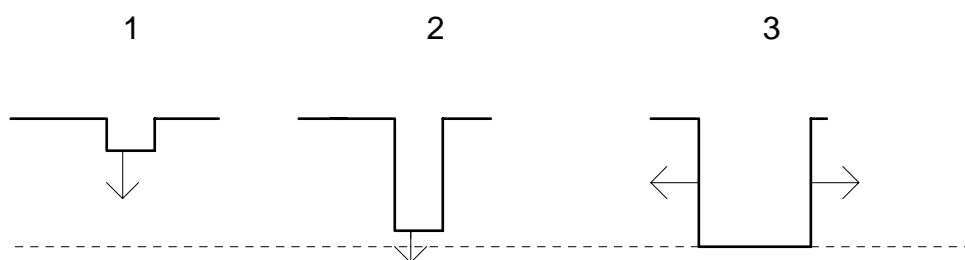


Le logiciel ne permet de simuler que 2 types de rupture :

- une érosion par renard; le renard est schématisé par une conduite circulaire qui s'élargit progressivement (le point bas du cercle restant fixe) jusqu'à ce que son diamètre atteigne les 2/3 de la hauteur du barrage; il y a alors effondrement et la brèche devient rectangulaire puis s'élargit (sans s'approfondir):



- une érosion par submersion; la brèche est supposée rectangulaire; elle s'approfondit sans s'élargir jusqu'à atteindre le substratum puis s'élargit jusqu'à atteindre la longueur du barrage à moins que la retenue ne se soit vidée auparavant :



Il est possible d'introduire un hydrogramme incident à l'amont de la retenue ainsi qu'un débit de fuite au niveau du barrage qui corresponde, par exemple, à un évacuateur continuant à débiter pendant la phase de vidange de la retenue à travers la brèche.

Annexe 2 : Logiciel RUBAR 3

Présentation du logiciel RUBAR3

Le logiciel RUBAR 3 permet le calcul de propagation d'onde de rupture en monodimensionnel et plus généralement tout écoulement qui suit les équations de Saint-Venant. La version de base ne calcule les écoulements que dans un bief alors qu'une autre version (non utilisée dans cette étude) permet de prendre en compte plusieurs biefs (confluence ou défluence possibles). Une troisième version (non utilisée dans cette étude) permet de calculer le transport par charriage et d'en déduire la déformation du lit.

La topographie de la vallée dans laquelle s'effectue la propagation est décrite par une série de profils en travers. Le calcul s'effectue entre des sections de calcul (pas d'espace constant ou variable) dont la géométrie est déterminée par interpolation entre les profils en travers donnés.

Le code RUBAR 3 résout les équations complètes de Barré de Saint Venant par une méthode explicite. Cette dernière utilise un schéma de type Godounov du second ordre. A chaque pas, le problème de Riemann est résolu de façon approchée grâce à une linéarisation de Roe.

Cette méthode de résolution s'appuie sur les travaux de Jean Paul VILA portant sur les schémas numériques appliqués aux systèmes hyperboliques non linéaires.

Les équations sont écrites en fonction des variables S (section mouillée) et Q (débit) :

- équation de conservation de la masse :

$$(1) \quad \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

- équation de conservation de la quantité de mouvement :

$$(2) \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{S} + P \right) = -gS \frac{\partial Z}{\partial x} - gS \frac{Q|Q|}{D^2} + B$$

avec t le temps, x l'abscisse longitudinale, S la section mouillée, Q le débit, q le débit d'apport latéral exprimé sous la forme $q(x,t) = \mu(x,t) \sqrt{2g} (z - z_d(x))^{m(x)}$ où μ , z_d et m sont des fonctions linéaires par morceaux et z la cote de la surface libre, g l'accélération de la pesanteur, Z la cote du fond, K le coefficient de Strickler (frottement), R le rayon hydraulique, h la hauteur d'eau, L la largeur, la pression $P = \int_0^h g(h-y)L(x,y)dy$ et la pression latérale

$$B = \int_0^h g(h-y) \frac{\partial L}{\partial x} dy, \quad \beta = 1 \text{ si pas de lit moyen,}$$

$$\beta = \frac{S}{(1+H)^2} \left(\frac{1}{S_m} + \frac{H^2}{S_M} \right) \text{ avec } H = \frac{K_M \sqrt{S_M^2 + S_m S_M (1-A^2)} R_M^{2/3}}{K_m S_m A R_m^{2/3}} \quad \text{sinon,}$$

$$D = K_m S_m A R_m^{2/3} + K_M \sqrt{S_M^2 + S_m S_M (1-A^2)} R_M^{2/3}$$

les indices m (resp. M) correspondent au lit mineur (resp. moyen), A étant donnée par la formulation suivante (pour $K_M \leq K_m$ seul cas envisagé, car seul présent dans le milieu naturel):

$$\begin{cases} A = A_0 = 0,9 \left(\frac{K_m}{K_M} \right)^{-1/6} & \text{pour } \frac{R_M}{R_m} \geq 0,3 \\ A = \frac{1-A_0}{2} \cos \frac{\Pi R_M}{0,3 R_m} + \frac{1+A_0}{2} & \text{pour } 0 < \frac{R_M}{R_m} < 0,3 \end{cases}$$

Le modèle permet de simuler la propagation d'une onde issue soit d'une rupture instantanée de barrage (on partira d'un mur d'eau), soit d'une rupture progressive (pour laquelle on connaît l'hydrogramme au droit du barrage).

La condition limite amont est constituée :

- soit par un hydrogramme (auquel peut être associée une hauteur amont imposée)
- soit par une condition de réflexion (débit nul à tout instant)
- soit par un limnigramme (simulation d'un réservoir à niveau constant par exemple).

La condition limite aval est :

- soit une courbe de tarage (Q(z))
- soit une réflexion,
- soit une cote donnée en fonction du temps (z(t)),
- soit un flux libre (dérivées nulles)
- soit un régime uniforme.

Les conditions initiales sont fixées en tirant d'eau (ou cote) et vitesse (ou débit) dans chaque section de calcul par l'utilisateur.

Le pas de temps et le pas d'espace peuvent être soit fixes, soit variables (des variations trop brutales engendrent cependant des perturbations numériques).

La précision en hauteur d'eau est fixée à 10^{-4} mètre et celle en vitesse (ou débit) à 10^{-3} m/s (ou m^3/s). Ceci signifie, en particulier, que toute valeur inférieure à ce seuil est considérée comme nulle.

Ainsi, RUBAR 3 traite les discontinuités hydrauliques comme des points ordinaires. Contrairement à la plupart des modèles de propagation d'onde de rupture qui traitent la propagation du front d'une manière séparée (méthode du Shock fitting), RUBAR 3 intègre le front dans le modèle. Les passages en torrentiel et les ressauts sont également traités comme des points courants.

Les hypothèses simplificatrices habituelles sont faites pour permettre la schématisation des équations de Saint-Venant :

- l'écoulement est considéré unidimensionnel avec toutes les hypothèses s'y rattachant. La vallée est rectifiée en déployant les courbes,
- la géométrie de la vallée est supposée ne pas présenter de brusques singularités (en particulier elle est relativement régulière entre les profils en travers choisis pour la représenter),
- la distribution des pressions dans l'écoulement est supposée hydrostatique et les effets de viscosité à l'intérieur du fluide sont supposés négligeables par rapport aux frottements externes,
- le frottement est très global, le coefficient de Manning Strickler rend compte de nombreux phénomènes (nature des rives, courbures, occupation du lit, etc.).

Annexe 3 : Liste des profils en travers utilisés

Liste des profils en travers de la vallée de l'Oise en aval de Proisy

N° de profil	Position depuis la digue de Proisy en m	Situation
1	0	
2	750	
3	1800	Commune de Malzy
4	2500	
5	3400	
6	4740	
7	4790	Route en remblai de Montceau-sur-Oise
8	4840	
9	5540	
10	6610	
11	7990	
12	8040	Route en remblai de Flavigny-le-Grand-et-Beaurain
13	8090	
14	8490	
15	9355	
16	10125	
17	10455	Entrée de la ville Guise
18	10770	
19	10970	
20	11120	
21	11420	
22	11920	
23	12120	
24	12470	
25	12800	Sortie de la ville de Guise
26	13450	
27	14000	

**Annexe 4 : Tableaux des résultats bruts
et des résultats modifiés selon le CTPB**

Tableau récapitulatif des résultats modifiés suivant les recommandations du CTPB

pk depuis le barrage en m	Temps d'arrivée du débit max	Cote maximale atteinte en m NGF	Tirant d'eau maximal atteint en m	Vitesse moyenne maximale en m/s
0	1 h 21 mn	110	7	1,3
500	1 h 27 mn	109	6	1,4
1000	1 h 32 mn	109	6	1,5
1500	1 h 37 mn	108	6	1,4
2000	1 h 43 mn	108	6	1,2
2500	1 h 50 mn	107	5	1,3
3000	1 h 56 mn	107	6	1,2
3500	2 h 2 mn	106	6	1,4
4000	2 h 10 mn	106	6	1,2
4500	2 h 34 mn	106	7	1,1
5000	2 h 34 mn	105	7	0,9
5500	2 h 42 mn	105	6	1
6000	2 h 47 mn	104	5	1,1
6500	2 h 54 mn	103	5	1,5
7000	2 h 55 mn	103	5	1,5
7500	3 h 12 mn	103	6	1,1
8000	3 h 38 mn	102	7	1,5
8500	3 h 44 mn	101	6	1,2
9000	3 h 50 mn	101	5	1,1
9500	3 h 59 mn	100	5	1,2
10000	4 h 2mn	99	5	1,4
10500	4 h 20 mn	99	6	0,8
11000	5 h 20 mn	99	7	0,9
11500	5 h 27 mn	99	6	1,7
12000	5 h 28 mn	97	6	1,2
12500	5 h 33 mn	95	6	1,4
13000	5 h 54 mn	94	5	0,8
13500	6 h 12 mn	94	4	1
14000	6 h 25 mn	94	5	2

Tableau récapitulatif des résultats bruts

pk depuis le barrage en m	Temps d'arrivée du débit max	Cote maximale atteinte en m NGF	Tirant d'eau maximal atteint en m	Vitesse moyenne maximale en m/s
0	1 h 33 mn	109	6	1,3
500	1 h 40 mn	108	5	1,4
1000	1 h 45 mn	108	5	1,5
1500	1 h 52 mn	107	5	1,4
2000	1 h 59 mn	107	5	1,2
2500	2 h 7 mn	106	4	1,3
3000	2 h 14 mn	106	5	1,2
3500	2 h 20 mn	105	5	1,4
4000	2 h 29 mn	105	5	1,2
4500	2 h 57 mn	105	6	1,1
5000	2 h 57 mn	104	6	0,9
5500	3 h 6 mn	104	5	1
6000	3 h 12 mn	103	4	1,1
6500	3 h 20 mn	102	4	1,5
7000	3 h 21 mn	102	4	1,5
7500	3 h 41 mn	102	5	1,1
8000	4 h 11 mn	101	6	1,5
8500	4 h 17 mn	100	5	1,2
9000	4 h 25 mn	100	4	1,1
9500	4 h 35 mn	99	4	1,2
10000	4 h 38 mn	98	4	1,4
10500	5 h 0 mn	98	5	0,8
11000	6 h 8 mn	98	6	0,9
11500	6 h 16 mn	98	5	1,7
12000	6 h 16 mn	96	5	1,2
12500	6 h 23 mn	94	5	1,4
13000	6 h 47 mn	93	4	0,8
13500	7 h 7 mn	93	3	1
14000	7 h 23 mn	93	4	2

Résultats bruts sur toutes les sections interpolées

Abscisse en km	Cote fond	Cote maximale en m NGF	Tirant d'eau maximal en m	Vitesse moyenne maximale en m/s	Débit maximal en m ³ /s
0	103	108,73	5,726	1,292	839
47	102,99	108,7	5,706	1,319	835,1
141	102,97	108,64	5,665	1,312	829,4
234	102,95	108,57	5,62	1,32	823,5
328	102,93	108,5	5,572	1,328	818,1
422	102,91	108,43	5,52	1,344	812,9
516	102,89	108,35	5,464	1,371	808
609	102,87	108,27	5,403	1,415	800,5
703	102,85	108,19	5,336	1,49	796,3
798	102,8195	108,09	5,275	1,542	795,3
893	102,7787	108	5,225	1,519	791,4
989	102,7377	107,91	5,176	1,507	787,3
1084	102,6969	107,82	5,128	1,507	782,9
1180	102,6559	107,74	5,08	1,507	778,5
1275	102,615	107,65	5,031	1,493	774
1370	102,5741	107,56	4,981	1,46	769,5
1466	102,5331	107,46	4,93	1,423	764,9
1561	102,4922	107,37	4,876	1,378	760,5
1657	102,4514	107,27	4,819	1,332	756,1
1752	102,4104	107,17	4,758	1,289	750
1850	102,365	107,06	4,696	1,237	746,1
1950	102,315	106,95	4,638	1,181	742,3
2050	102,265	106,85	4,583	1,132	738
2150	102,215	106,74	4,53	1,086	733,5
2250	102,165	106,64	4,479	1,089	728,4
2350	102,115	106,54	4,43	1,201	721,5
2450	102,065	106,45	4,387	1,291	688,9
2550	101,9589	106,34	4,382	1,35	762,8
2650	101,7967	106,23	4,438	1,284	710,7
2750	101,6344	106,13	4,497	1,245	704,6
2850	101,4722	106,03	4,557	1,21	699,5
2950	101,31	105,93	4,617	1,182	694,5
3050	101,1478	105,83	4,678	1,155	689,4
3150	100,9855	105,72	4,739	1,138	684,3
3250	100,8233	105,63	4,802	1,129	678,3
3350	100,6611	105,53	4,868	1,183	669,4
3452	100,4958	105,44	4,941	1,406	659,4
3555	100,3273	105,35	5,027	1,346	648,8
3658	100,1589	105,28	5,124	1,297	635,7

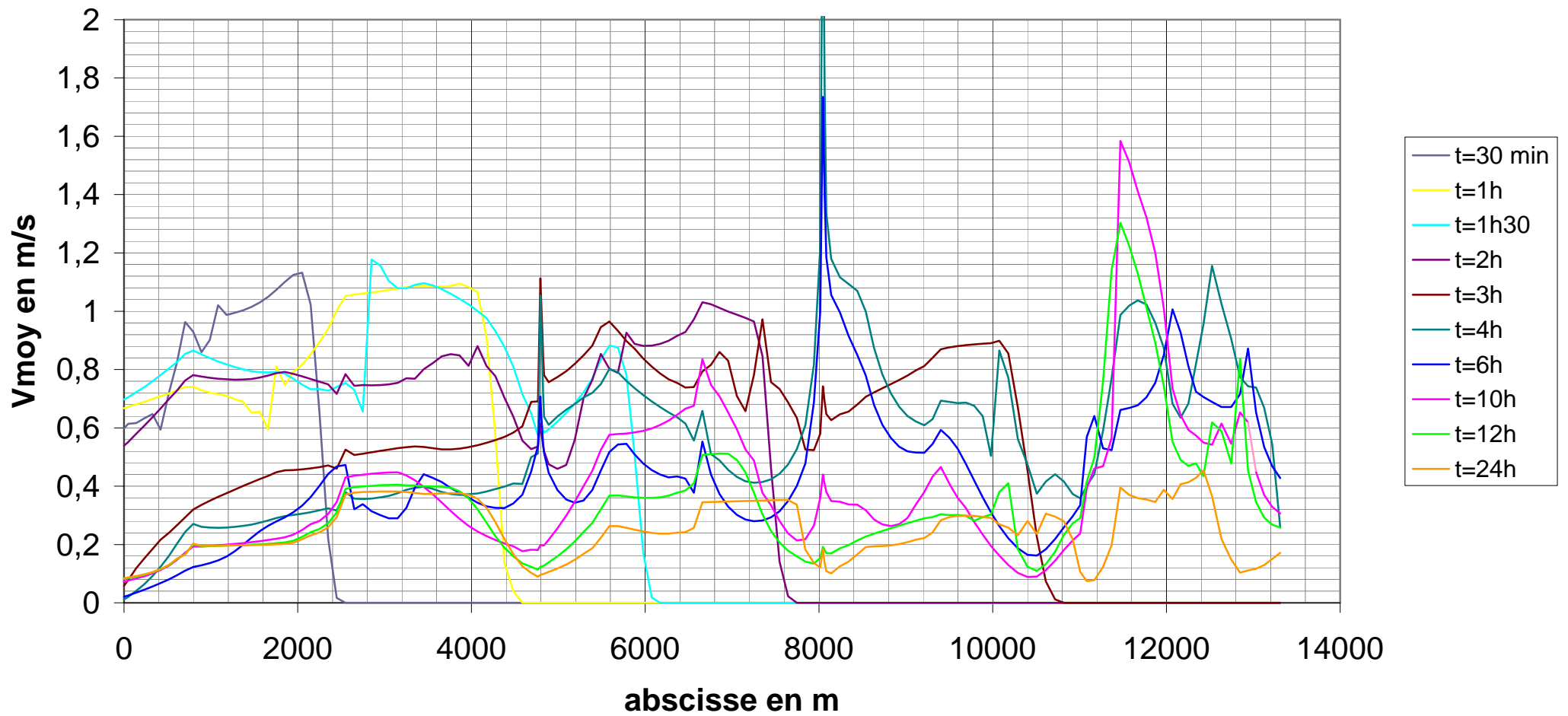
3761	99,9904	105,22	5,229	1,263	621,8
Abscisse en km	Cote fond	Cote maximale en m NGF	Tirant d'eau maximal en m	Vitesse moyenne maximale en m/s	Débit maximal en m ³ /s
3864	99,8219	105,16	5,34	1,222	606,7
3967	99,6535	105,11	5,454	1,177	589,7
4070	99,485	105,06	5,572	1,124	573
4173	99,3165	105,01	5,691	1,086	556
4276	99,1481	104,96	5,812	1,078	542,3
4379	98,9796	104,91	5,933	1,075	532,1
4482	98,8112	104,86	6,053	1,064	535,3
4585	98,6427	104,81	6,17	1,054	549,9
4688	98,4742	104,75	6,274	1,002	632,2
4765	98,39	104,68	6,295	1,224	524
4795	98,4	104,53	6,128	4,023	620,7
4805	98,42	104,5	6,082	1,633	572,6
4815	98,44	104,48	6,044	1,382	570,3
4825	98,46	104,47	6,012	1,277	568,8
4835	98,48	104,46	5,983	1,199	568
4890	98,5307	104,4	5,874	1,015	552,5
4990	98,6121	104,3	5,683	0,896	538,5
5090	98,6936	104,18	5,487	0,845	525,9
5190	98,775	104,06	5,285	0,828	517,7
5290	98,8564	103,93	5,073	0,852	513,3
5390	98,9379	103,79	4,85	0,884	502,6
5490	99,0193	103,63	4,611	1,029	504,2
5589	99,0373	103,46	4,424	1,06	502,8
5686	98,9918	103,29	4,301	0,961	503,9
5783	98,9464	103,13	4,187	0,96	501,2
5880	98,9009	102,98	4,078	0,995	501,1
5978	98,8555	102,83	3,979	1,055	498
6075	98,81	102,7	3,889	1,112	495,7
6172	98,7645	102,57	3,803	1,172	494,3
6270	98,7191	102,44	3,718	1,234	492,7
6367	98,6736	102,3	3,631	1,316	490,6
6464	98,6282	102,17	3,54	1,412	484,9
6561	98,5827	102,04	3,456	1,525	477,5
6659	98,4439	101,9	3,454	1,666	506,2
6758	98,2118	101,87	3,658	1,604	484,3
6856	97,9796	101,83	3,853	1,587	477,7
6955	97,7475	101,81	4,058	1,568	468,5
7054	97,5154	101,78	4,268	1,453	455,7
7152	97,2832	101,77	4,483	1,382	438,4
7251	97,0511	101,75	4,7	1,329	416,1

7349	96,8189	101,74	4,917	1,281	388,6
7448	96,5868	101,72	5,134	1,198	355,4
Abscisse en km	Cote fond	Cote maximale en m NGF	Tirant d'eau maximal en m	Vitesse moyenne maximale en m/s	Débit maximal en m ³ /s
7546	96,3546	101,7	5,349	1,103	347,8
7645	96,1225	101,68	5,562	1,108	345,4
7744	95,8904	101,66	5,77	1,094	344,5
7842	95,6582	101,63	5,968	1,054	341,7
7941	95,4261	101,58	6,154	1,173	369,1
8015	95,31	101,4	6,095	1,627	301,3
8045	95,3	100,99	5,692	2,69	347,1
8055	95,28	101,08	5,8	2,13	342,1
8065	95,26	101,11	5,846	1,946	342,2
8075	95,24	101,11	5,872	1,86	341,6
8085	95,22	101,11	5,892	1,784	342,7
8140	95,2225	100,99	5,772	1,476	338,7
8240	95,2475	100,77	5,525	1,295	339,6
8340	95,2725	100,56	5,289	1,249	341,9
8440	95,2975	100,36	5,065	1,223	336,3
8538	95,3061	100,18	4,878	1,12	341,3
8634	95,2983	100,05	4,751	1,102	340,8
8730	95,2906	99,94	4,646	1,087	339,7
8826	95,2828	99,84	4,554	1,07	338,9
8923	95,275	99,74	4,467	1,068	338,2
9019	95,2672	99,65	4,382	1,068	337,5
9115	95,2594	99,55	4,293	1,107	336,3
9211	95,2517	99,45	4,198	1,094	330,6
9307	95,2439	99,32	4,081	1,119	323,9
9403	95,1862	99,17	3,982	1,141	330,3
9499	95,0787	98,99	3,916	1,156	331,6
9596	94,9712	98,82	3,85	1,176	334,5
9692	94,8638	98,65	3,789	1,201	334,3
9788	94,7562	98,56	3,808	1,238	333,4
9884	94,6488	98,52	3,867	1,293	329,1
9981	94,5413	98,49	3,944	1,355	328,6
10077	94,4337	98,47	4,033	1,47	313,4
10180	94,2883	98,45	4,166	1,411	340,3
10290	94,105	98,45	4,343	1,143	318,2
10400	93,9217	98,44	4,522	0,964	288,5
10508	93,7383	98,44	4,702	0,789	236,2
10613	93,555	98,43	4,879	0,809	220,8
10718	93,3717	98,42	5,053	0,799	218,1
10820	93,1675	98,41	5,245	0,813	217

10920	92,9425	98,4	5,453	0,807	215,6
11008	92,5625	98,38	5,814	0,956	205,4
11083	92,0275	98,38	6,349	0,924	231,8
Abscisse en km	Cote fond	Cote maximale en m NGF	Tirant d'eau maximal en m	Vitesse moyenne maximale en m/s	Débit maximal en m ³ /s
11170	91,935	98,17	6,237	0,723	194,4
11270	92,285	98,1	5,814	0,969	210,4
11370	92,635	97,99	5,357	2,182	198,3
11470	92,67	97,77	5,104	1,762	213,1
11570	92,39	97,49	5,1	1,672	215,7
11670	92,11	97,2	5,092	1,555	218,2
11770	91,83	96,9	5,068	1,46	219,7
11870	91,55	96,54	4,991	1,388	212,9
11970	91,175	96,1	4,924	1,268	211,1
12070	90,705	95,67	4,962	1,016	228,6
12164	90,3525	95,41	5,058	0,957	223,4
12251	90,1175	95,2	5,081	0,85	219,8
12339	89,8825	94,96	5,076	0,983	215,9
12426	89,6475	94,68	5,028	1,225	214,3
12525	89,45	94,3	4,85	1,506	208,3
12635	89,29	93,88	4,585	1,62	204,6
12745	89,13	93,51	4,378	1,687	213,6
12846	89,0971	93,28	4,181	1,47	210,2
12939	89,1914	93,14	3,948	0,877	197
13032	89,2857	93,03	3,743	0,751	213,4
13125	89,38	92,97	3,59	0,685	212,3
13218	89,4743	92,94	3,466	0,624	207,7
13311	89,5686	92,91	3,346	0,655	205,5
13404	89,6629	92,89	3,23	0,843	189,3
13496	89,6042	92,85	3,241	1,031	215,5
13588	89,3925	92,84	3,451	0,995	188,7
13679	89,1808	92,82	3,64	0,962	203
13771	88,9692	92,79	3,825	0,893	201,4
13863	88,7575	92,76	4,004	0,814	201,7
13954	88,5458	92,72	4,178	0,758	201,5
14000	88,44	92,7	4,263	1,97	201,3

Annexe 5 : Graphes de variation des
paramètres de propagation de l'onde
de rupture

Courbe enveloppe des vitesses



Annexe 6 : Zone de submersion de
l'onde de rupture de la digue de Proisy

