



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique



**Université Hadj lakhdar –Batna**

**Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture**

**Département d'hydraulique**

**Mémoire de Magister en Hydraulique**

**Option : Hydraulique Numérique et Environnement**

Présenté par

Mr Kamel RAHMANI

Pour obtenir le diplôme de Magister en Hydraulique

---

***Quelques solutions des ondes de rupture d'un barrage sur un fond  
sec et inclinée***

---

**Sous la direction de : Dr Ali Fourar  
Mémoire soutenu le.....**

**Devant le jury composé de :**

---

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
BEN MOUSSA Hocine	Prof	Univ.Batna	Président
FOURAR Ali	MCA	Univ.Batna	Rapporteur
TAMRABET Abdallah	MCA.	Univ.Batna	Examineur
BOUZIANE M. Toufik	MCA	Univ.Biskra	Examineur

## ***Remerciements***

*« Tout d'abord Je remercie Dieu tout puissant qui m'a donné le courage, la volonté et la patience pour achever ce travail.*

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.*

*En fin, j'adresse mes sincères remerciements, reconnaissances et gratitudes à tous mes enseignants, et en particulier le directeur de ce mémoire **Dr.Fourar Ali**, pour ses précieux conseils, et sa disponibilité.*

*Je tiens aussi à remercier également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail. »*

## *Dédicaces*

*« Je dédie ce modeste travail :*

*à toute ma famille, mon père, ma mère, mes frères et sœurs, à tous  
mes amis et*

*proches et à tous personnes ayant contribué à ce travail de près ou  
de loin. »*

## Résumé

Un modèle numérique, unidimensionnel, instationnaire d'onde de rupture de barrage et sa propagation dans l'aval du barrage, est présenté dans ce travail, pour étudier les phénomènes de rupture de barrage dans les différentes parties dans le canal aval après la rupture. Les équations de continuité et conservation de quantité de mouvement (l'équation de saint venant) ont été résolues à l'aide du programme en fortran, basé sur la méthode des différences finis, l'effet de pente du canal, le frottement et la largeur du canal, zone inondable approchés sont étudiés.

**Mots clés** : Ecoulement instationnaire – Rupture de barrage – Onde de rupture  
Equation de Saint Venant – Méthodes numériques.

## **Abstract**

A numerical model, one-dimensional unsteady wave of dam failure and its propagation in the downstream of the dam is presented in this work to study the phenomena of dam failure in the deferent duct in the downstream part after the break. The equations of continuity and conservation of momentum (the Saint Venant equations) were solved using the FORTRAN program, based on the method of finite difference, the effect of channel slope, friction and channel width, flood plain approach are studied.

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	01
<b>Chapitre 1 : onde de rupture de barrage</b>	
1.1.Introduction.....	02
1.2. Types de barrages.....	02
1.2.1. Les barrages poids.....	03
1.2.2. Les barrages voûte.....	03
1.2.3. Les barrages mixtes.....	04
1.2.4. Les barrages en remblai.....	05
1.3. Rupture de barrage.....	06
1.4. Modalités de rupture.....	08
1.4.1. Rupture instantanée ou graduelle.....	08
1.4.2.Rupture par renard.....	09
1.4.3.Rupture par glissement.....	09
1.4.4.Rupture par surverse.....	10
1.4.5.Rupture de petit barrage d'accumulation.....	11
1.5.Débit de rupture.....	11
1.5.1.Rupture instantanée.....	12
1.5.2.Rupture progressive.....	13
1.5.2.1.Formules faisant intervenir la hauteur du barrage, H en m.....	13
1.5.2.2. Formules faisant intervenir le volume du barrage V en millions de m <sup>3</sup> .....	14
1.5.3.Cas des petits barrages.....	14
1.6. Prévision des paramètres de la brèche.....	14
1.7.Propagation de l'onde de rupture.....	16
1.7.1.Caractéristiques de la propagation de l'onde de rupture.....	16
1.7.2.Modélisation de la propagation.....	17
<b>Chapitre 2 : Etudes Bibliographiques</b>	
2.1. Introduction.....	18
2.2. Solution analytique.....	18
2.2.1. Onde de rupture du barrage dans un canal horizontal.....	20
2.2.1.1. Rupture de barrage dans un canal sec.....	20
2.2.1.2. Onde de rupture du barrage sur un canal incliné.....	24

2.3. Les modèles numériques.....	28
<b>Chapitre 3 : Etude Numérique</b>	
3.1. Introduction.....	34
3.2. Domaine de calcul.....	34
3.3. Hypothèses.....	35
3.4. Modèle mathématique.....	36
3.5. Résolution des équations.....	36
3.5.1. Principe de la méthode des différences finis.....	36
3.5.2 Les méthodes explicites de différence finis.....	38
3.5.3 Méthode de lax diffusif.....	39
3.5.3.1. Equation de continuité et sa discrétisation.....	39
3.5.3.2. Equation dynamique et sa discrétisation.....	42
3.6. Conditions initiales et aux limites.....	43
3.6.1. Conditions initiales.....	43
3.6.2. Condition d'entrée.....	43
3.6.3. Condition de sortie.....	44
3.6.4. Structure du programme en fortran 90.....	44
3.6.4.1. Sous programme pour calcul de débit entrant .....	47
3.6.4.2. Sous programme pour calcul la limite amont.....	48
3.6.4.3. Sous programme pour calcul la limite avale .....	48
3.6.4.4. Sous programme pour calcul les points intérieurs .....	49
<b>Chapitre 4 Résultats et discussion</b>	
Introduction.....	50
4.1. Application sur barrage Foum el Gherza.....	50
4.1. 1.Situation géographique.....	50
4.2. Résultats.....	53
4.3. Interprétation des résultats.....	65
<b>4.4.Conclusion générale.....</b>	<b>67</b>
<b>Bibliographie.....</b>	

**Nomenclature**

<b>Symbole</b>	<b>description</b>
<b>x</b>	<b>Cordonnée de la direction longitudinale de l'écoulement</b>
<b>t</b>	<b>Temps</b>
<b>H<sub>0</sub></b>	<b>Profondeur initial d'eau en amont (m)</b>
<b>m</b>	<b>Fruit des berges de la brèche</b>
<b>l</b>	<b>Largeur au miroir de la brèche (m)</b>
<b>k</b>	<b>Paramètre de forme de la parabole</b>
<b>Q</b>	<b>Débit à la droite du barrage (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>Q'</b>	<b>Débit maximal (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>μ</b>	<b>Coefficient de forme de la retenue</b>
<b>L'</b>	<b>Largeur à la base de la brèche (m)</b>
<b>V</b>	<b>Volume de la retenue (en millions de m<sup>3</sup>)</b>
<b>H</b>	<b>Hauteur du barrage en (m)</b>
<b>g</b>	<b>Accélération de la pesanteur en (m<sup>2</sup>/s)</b>
<b>x<sub>s</sub></b>	<b>Position de front d'onde en (m)</b>
<b>L</b>	<b>Largeur du barrage en (m)</b>
<b>S</b>	<b>Surfaces mouillée en (m<sup>2</sup>)</b>
<b>K<sub>0</sub> :</b>	<b>Coefficient égal à 1 pour une rupture par submersion et 0,7 pour une rupture par érosion interne.</b>
<b>Tf</b>	<b>temps de formation de la brèche (en heures)</b>
<b>Bm</b>	<b>largeur moyenne de la brèche</b>
<b>h</b>	<b>Profondeur d'eau dans le canal en (m)</b>
<b>S<sub>f</sub></b>	<b>Pente du lit</b>
<b>S<sub>e</sub></b>	<b>Pente énergétique</b>
<b>B</b>	<b>Largeur à la surface en (m)</b>
<b>D<sub>h</sub></b>	<b>Profondeur hydraulique en (m)</b>
<b>R<sub>h</sub></b>	<b>Rayon hydraulique</b>
<b>Z</b>	<b>pente de la brèche</b>
<b>TP</b>	<b>temps de monté de la crue</b>
<b>TPD</b>	<b>temps de descend de la crue</b>
<b>ALPHA</b>	<b>constant</b>
<b>hc</b>	<b>profondeur critique</b>



<b>U</b>	<b>Vitesse de l'écoulement en (m/s)</b>
<b>C</b>	<b>Célérité d'onde de rupture</b>
<b><math>\rho</math></b>	<b>Masse volumique de l'eau</b>
<b><math>\delta t</math></b>	<b>Pas de temps</b>
<b><math>\delta x</math></b>	<b>Pas d'espace</b>
<b>n, i</b>	<b>entiers</b>
<b>Abréviation</b>	<b>Signification</b>
<b>PHR</b>	<b>Plan horizontal de référence</b>

---

## Liste des Figures

<b>Fig. 1.1</b> Barrage de Bissorte (photo site).....	03
<b>Fig.1.2</b> Barrage poids à contreforts de Plan d'Amont (Aussois). (Photo B. Juillard).	03
<b>Fig. 1.3</b> Barrage de Tignes (côté aval). (Photo B. Juillard).....	04
<b>Fig. 1.4</b> Barrage à doubles voûtes de Plan d'Aval (Aussois). (Photo B. Juillard).....	04
<b>Fig.1.5</b> Barrage de La Girotte (photo H. Barthélémy).....	04
<b>Fig. 1.6</b> Barrage de Roselend (photo h. Barthélémy).....	05
<b>Fig. 1.7</b> Barrage du Pont des Chèvres (remblai, enrochements et masque en dalles béton-armé) (doc.GRPH Alpe.....	06
<b>Fig.1.8</b> Barrage du Mont-Cenis.....	06
<b>Figure 1.9</b> : Rupture par renard.....	09
<b>Figure 1.10</b> : Rupture par surverse.....	10
<b>Fig. 2.1</b> Rupture de barrage dans un canal ...sec.....	21
<b>Fig. 2.2</b> Onde de rupture du barrage sur un canal incliné.....	24
<b>Fig.3.1</b> Domaine de calcul pour le barrage et canal aval.....	34
<b>Fig. 3.2</b> coupe à l'aval du barrage.....	35
<b>Fig. 3.3</b> schémas explicit de différence finis.....	37
<b>Fig.3.4</b> a) schémas lax diffusif                      b) schémas leap-frog.....	39
<b>Fig. 3.5</b> Organigramme de calcule.....	46
<b>Fig. 4.1</b> Présentation du bassin versant Oued El Abiod.....	51
<b>Figure 4.1</b> variation de la hauteur au pied du barrag.....	53
<b>Figure 4.2</b> variation de la vitesse au pied du barrage.....	53
<b>Figure 4.3</b> variation du débit au pied du barrage.....	53
<b>Figure 4.4</b> variation de la célérité au pied du barrage.....	53
<b>Figure 4.5</b> variation de la hauteur a $x = 5000$ m.....	54
<b>Figure 4.6</b> variation de la vitesse a $x=5000$ m.....	54
<b>Figure 4.7</b> variation de débit a $x= 5000$ m.....	54
<b>Figure 4.8</b> variation de célérité a $x= 5000$ m.....	54
<b>Figure 4.9</b> : variation de la hauteur a $x= 10000$ m.....	55
<b>Figure 4.10</b> : variation de la vitesse a $x= 10000$ m.....	55
<b>Figure 4.11</b> : variation de débit a $x= 10000$ m.....	55
<b>Figure 4.12</b> : variation de la célérité a $x= 10000$ m.....	55
<b>Figure 4.13</b> : variation de la hauteur a $2$ s.....	56
<b>Figure 4.14</b> : variation de la vitesse à $2$ s.....	56

<b>Figure 4.15</b> : variation de débit a 2 s.....	56
<b>Figure 4.16</b> : variation de la célérité a 2 s.....	56
<b>Figure 4.17</b> : variation de la hauteur a 20 s.....	57
<b>Figure 4.18</b> : variation de la vitesse à 20 s.....	57
<b>Figure 4.19</b> : variation de débit a 20 s.....	57
<b>Figure 4.20</b> : variation de la célérité a 20 s.....	57
<b>Figure 4.21</b> : variation de la hauteur a 80 s.....	58
<b>Figure 4.22</b> : variation de la vitesse à 80 s.....	58
<b>Figure 4.23</b> : variation de débit a80 s.....	58
<b>Figure 4.24</b> : variation de la célérité a 80.....	58
<b>Figure 25</b> : variation de la hauteur a5000 s.....	59
<b>Figure 4.26</b> : variation de la vitesse a 5000 s.....	59
<b>Figure 4.27</b> : variation de débit a5000 s.....	59
<b>Figure 4.28</b> : variation de la célérité a 5000 s.....	59
<b>Figure 4.29</b> : variation de la haueur a1000 s.....	60
<b>Figure 4.30</b> : variation de la vitesseà 1000 s.....	60
<b>Figure 4.31</b> : variation de débit a1000 s.....	60
<b>Figure 4.32</b> : variation de la célérité a 1000 s.....	60
<b>Figure 4.33</b> : variation de la hauteur a10000 s.....	61
<b>Figure 4.34</b> : variation de la hauteur a 10000 s.....	61
<b>Figure 4.35</b> : variation de la hauteur a10000 s.....	61
<b>Figure 4.36</b> : variation de la hauteur a 10000 s.....	61
<b>Figure 4.37</b> : Atténuation de la hauteur d'eau a1000 s.....	62
<b>Figure 4.38</b> : Atténuation de la vitesse a 1000 s.....	62
<b>Figure 4.39</b> : Atténuation de débit a1000 s.....	62
<b>Figure 4.40</b> : Atténuation de la célérité a 1000 s.....	62
<b>Figure 4.41</b> : influence de n sur la hauteur à x= 5000 m.....	63
<b>Figure 4.42</b> : influence de n sur la vitesse à x= 5000 m.....	63
<b>Figure 4.43</b> : influence de n sur le débit à x= 5000 m.....	63
<b>Figure 4.44</b> : influence de n sur la célérité à x= 5000 m.....	63
<b>Figure 4.45</b> : variation de Froude sur la surface tring .....	64
<b>Figure 4.46</b> : variation de Froude sur la surface rect.....	64
<b>Figure 4.47</b> : variation de Froude sur la surface trapè .....	64
<b>Figure 4.48</b> : variation de Froude sur la surface parab .....	64

## **Liste Des Tableaux**

<b>Tableau 1.1</b> : Débit de rupture instantanée en fonction de la forme de la brèche.....	12
<b>Tableau 2.1</b> R. Fernandez-Feria (2006).....	26
<b>Tableau 2.3</b> HUBERT CHANSON (2009).....	27
<b>Tableau 2.2</b> Scott F. Bradford and Brett F. Sanders (2002).....	29
<b>Tableau 2.4</b> KORICHI K.1, HAZZAB A. 1, GHENAIM A. (2010).....	31
<b>Tableau 2.5</b> H. Chanson <sup>1</sup> ; S. Jarny <sup>2</sup> ; and P. Coussot <sup>3</sup> (2006).....	33
<b>Tableau 3.1</b> Paramètre géométrique de barrage et canal aval.....	36
<b>Tableau 3.2</b> les schémas explicit.....	38

## **Introduction**

La rupture d'un ouvrage de retenue des eaux engendre généralement une augmentation rapide des débits et des inondations majeurs aux abords des cours d'eau du réseau hydrographique d'aval. L'expérience des ruptures passées obligé les spécialistes en sécurité des barrages à tenir compte de la possibilité des lâchers énormes, pouvant s'avérer supérieurs par plusieurs ordres de grandeur aux crues naturelles courantes.

Dans ces conditions, les territoires potentiellement touchés par les crues induites débordent largement des lits majeurs des cours d'eau concernés.

Chaque crue résultant d'une rupture de barrage peut entraîner dans la vallée des variations rapides et significatives des conditions d'écoulement, les vitesses d'écoulement et les niveaux d'eau exceptionnellement élevés qui peuvent en résulté risquent d'affecter la sécurité des populations, l'état des infrastructures, la pérennité des installations et les activités régionales courantes.

On comprend aisément l'importance de traduire en état d'inondation les prévisions d'écoulement issues de la modélisation des crues de rupture afin de définir correctement les incidences associées aux résultats hydrauliques anticipés selon chaque scénario.

Après l'introduction, un premier chapitre sur les généralités introduira un rappel sur les ruptures et certaines notions de base sur les ondes générées par une rupture de barrage.

Dans le deuxième chapitre une étude bibliographique concernant les solutions analytiques et numériques, et l'influence de la pente sur la propagation de l'onde.

Le troisième chapitre est consacré à la modélisation du problème, et à la résolution numérique des équations gouvernantes.

Enfin, la présentation des résultats et leur analyse est faite au quatrième chapitre. Le mémoire se termine par une conclusion générale et des perspectives.

# CHAPITRE I

## Onde De Rupture De Barrage

## 1.1. Introduction

Un barrage est un ouvrage d'art placé en travers d'un cours d'eau, destiné à retenir et stocker de l'eau ou à la dériver.

Les techniques de la fin du XIX<sup>e</sup> et du début du XX<sup>e</sup> siècle ne permettaient pas l'édification de retenues de grande capacité. Les premiers barrages ont surtout une fonction de dérivation d'une partie de l'eau (écrémage) vers une conduite forcée ou un canal d'irrigation.

L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX<sup>e</sup> siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique.

La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (largeur de la vallée), commande le type de barrage utilisé.

## 1.2. Types de barrages

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix des sites et du type de barrages en vue d'une mobilisation et d'une gestion optimale des ressources hydrauliques sont les suivants :

- La topographie et les vallées
- La morphologie de la vallée
- Les conditions géologiques et géotechniques
- Le contexte météorologique et le régime des crues.

Les matériaux, les modes de résistance à la poussée de l'eau, et les techniques de construction de barrages sont nombreux. Il en résulte par conséquent un ensemble d'ouvrages variés, mais qui se prêtent à une classification simple et, par ailleurs, importante en matière de sécurité.

Les digues et les barrages peuvent être composés des mêmes matériaux. Ils ont les mêmes fonctions de base : résister à la poussée hydrostatique et aux autres aléas naturels tels que les séismes, les crues et assurer l'étanchéité de la retenues. Deux groupes de barrages sont en œuvre : les barrages en béton et les barrages en terre.

### 1.2.1. Les barrages poids :

Les barrages rigides en béton sont construits selon les principes de la résistance des matériaux et la théorie d'élasticité. Le plus souvent ces ouvrages sont réalisés en béton conventionnel vibré. L'emploi du BCR pourrait être envisagé dès que le volume du barrage dépasse 40 000 m<sup>3</sup>. Le type le plus ancien des barrages rigides est le barrage poids, appelé ainsi parce qu'il oppose son poids à la poussée des eaux. Il peut être simple, de profil triangulaire, précontraint en faisant participer des tirants d'acier à la reprise des charges, évidé lorsqu'on ménage des vides dans son profil ou mobile lorsqu'une grande partie du parement amont est constituée de vannes qui transmettent la pression de l'eau sur des piles et au radier de l'ouvrage.

Comme on n'était pas certain de la tenue des bétons à cette altitude, le barrage a été recouvert d'un parement de pierres taillées.



Fig 1.1 Barrage de Bissorte (photo site).



Fig1.2 Barrage poids à contreforts de Plan d'Amont (Aussois).  
(photo B. Juillard)

### 1.2.2. Les barrages voûte :

Le barrage est constitué d'un mur en béton armé arqué. La poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée. Le barrage a parfois une double courbure verticale et horizontale.

Le barrage de Tignes a longtemps constitué un record de barrage voûte de 180 m de haut.



Barrage-voûte de Tignes (photo B. Juillard) ; véritable arc cylindrique de 150 m de rayon et de 295,5 m de développement.



Fig. 1.3 Barrage de Tignes (côté aval). (Photo B. Juillard)



Fig. 1.4 Barrage à doubles voûtes de Plan d'Aval (Aussois).  
(photo B. Juillard)

Un petit éperon rocheux en milieu de vallée a permis de réaliser deux voûtes.



Fig.1.5 Barrage de La Girotte (photo H. Barthélémy).

Les roches des deux rebords du verrou suspendu n'ayant pas la même solidité, un ouvrage très spécifique a été conçu : 18 voûtes de 35 m de haut, accolées, face convexe et tronconique côté lac, afin que le poids de l'eau concoure à l'ancrage de l'ouvrage long de 510 m.

### 1.2.3. Les barrages mixtes :

Le barrage de Roselend est sans doute le plus bel exemple de barrage mixte. Une gorge étroite et profonde, aux versants dissymétriques a nécessité l'utilisation d'une technique originale :

Voûte à laquelle on a accolé deux barrages-poids latéraux d'inégale longueur.



**Fig. 1.6** Barrage de Roselend (photo h. Barthélémy).

#### **1.2.4. Les barrages en remblai :**

Il s'agit d'ouvrages de grand volume dont la construction a été rendue possible par l'emploi des engins modernes de terrassement et de manutention.

On choisit ce type d'ouvrage lorsque la vallée est trop large pour admettre une structure en béton et lorsqu'on trouve les matériaux sur place ou à faible distance.

Ce type de barrage constitué de terre et d'énrochements comporte généralement un noyau central d'argile qui assure l'étanchéité.

Dans certains ouvrages, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton ou par un noyau béton.

Cette technique a également été utilisée pour la construction de retenues de moyenne capacité lors de l'aménagement de l'arc moyen.

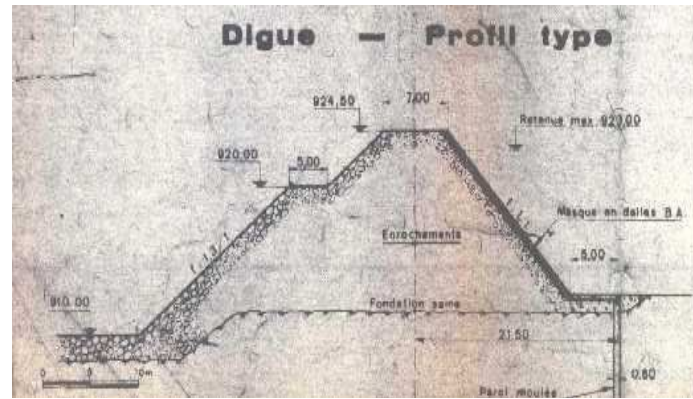


Fig. 1.7 Barrage du Pont des Chèvres (remblai, enrochements et masque en dalles béton-armé) (doc.GRPH Alpes).



Fig.1.8 Barrage du Mont-Cenis. (Photo site [www.industrie.gouv.fr](http://www.industrie.gouv.fr))

La digue (terre et enrochements) d'un volume de 15 millions de m<sup>3</sup> est de l'ordre de celle de Serre-Ponçon. Le barrage a une largeur de 460 m à la base et de 12 m en crête, pour une longueur de 1400 m. Il couvre une surface de 41,5 hectares.

### 1.3. Rupture de barrage

Il existe aujourd'hui environ 45000 barrages dans le monde pour la production hydroélectrique, L'alimentation en eau, ou bien la régulation des cours d'eau. Comme tout ouvrage de génie civil, les barrages peuvent connaître des défaillances de sécurité, qui peuvent aboutir à des accidents plus ou moins graves. Le taux de rupture moyen annuel est d'environ 3 pour l'ensemble des barrages construits dans le monde. Quelques catastrophes ont causé des dommages considérables et fait des centaines ou des milliers de victimes :

– Malpasset (Var, France) : le 2 décembre 1959, le barrage-voûte barrant la rivière Reyran cède à cause d'un défaut géologique dans le massif où s'ancrait la voûte. Une vague de 40 mètres déferle sur la vallée et atteint la ville de Fréjus. Des blocs rocheux (jusqu'à 600 t

!) sont entraînés et détruisent le quartier de Malpasset. En tout, ce sont 423 victimes qui sont déplorées.

– Vajont (Italie) : le 9 octobre 1963 un glissement de terrain a mobilisé 260 Mm<sup>3</sup>de terres et de roches dans la retenue du Vajont barrée par un barrage-voûte achevé en 1959 (?). Deux vagues d'une hauteur prodigieuse (150–200 m) se sont engouffrées dans l'étroit ravin à l'aval du barrage 150 mètres de haut. La masse d'eau dévaste Longarone, Pirago, Rivalta, Villanova et Faè et de nombreux petits villages aux alentours. On estime à 1909 le nombre de personnes tuées. Le barrage n'a subi que de très légers dommages.

– Le barrage de Molare (bordure sud des Alpes italiennes au nord-est de Gênes) cèda en août 1935 après des pluies diluviennes. Les évacuateurs de crue furent dans l'impossibilité d'évacuer le débit de crue généré par des pluies d'une intensité exceptionnelle (environ 500 mm dans la journée du 13 août 1935), ce qui entraîna la rupture de la digue de Zerbino. Une vague d'une hauteur de 20 mètres dévasta la vallée de l'Orba, causant environ la mort de 100 personnes (?);

– aux États-Unis, à Tom Sauk dans les collines du Missouri, une retenue d'environ 5 millions de m<sup>3</sup> implantée à 1500 m d'altitude a cédé en décembre 2005 et a généré une onde de submersion dévastatrice (dénivellation de l'ordre de 700 m). Certains phénomènes assimilés à des ruptures de barrage concernent des ruptures de terrils miniers :

– catastrophe d'Aznalcóllar (Andalousie, Espagne) : le 25 avril 1998, la rupture d'une digue libère un volume considérable (8 km<sup>3</sup>) d'eau contaminée par des métaux lourds et de résidus miniers. La rupture a généré une onde de crue dans les rivières Guadiamar et Guadalquivir et a pollué le parc naturel de Doñana ;

– catastrophe du Val de Stava (Trentin-Haut-Adige, Italie) : le 19 juillet 1985, un barrage retenant les boues de décantation d'une mine cède sous la pression de l'eau après qu'un drain vétuste s'est bouché. En environ une trentaine de secondes, ce sont quelque 200 000 m<sup>3</sup>de boue qui sont libérés et s'écoulent dans le Rio di Stava. La coulée de boue a tué 268 personnes et détruit 62 bâtiments dans le village de Stava, près de Tesero.

Une rupture de barrage entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau d'eau à l'aval.

## 1.4. Modalités de rupture

Il existe plusieurs causes principales de rupture qui ont été observées et répertoriées ([1], [3], [2], [18]).

### 1.4.1. Rupture instantanée ou graduelle

La rupture d'un barrage est rarement instantanée. Que cela soit pour un barrage en béton ou bien en remblai, il y a en généralement la formation d'une brèche dans le barrage, qui s'agrandit progressivement. La libération de l'eau se fait donc de façon graduelle. Ce processus de formation de brèche dans un barrage ou une digue a fait l'objet de plusieurs études pour en étudier la dynamique. Cela reste un processus complexe et en général, on fait l'hypothèse que le volume d'eau est lâché instantanément : on parle d'effacement du barrage. Cette hypothèse va dans le sens de la sécurité, mais peut induire à majorer le risque hydraulique induit par l'onde de crue, en particulier pour les barrages en remblai (qui sont majoritaires) ; pour des barrages en remblai, on observe que la largeur  $l$  de la brèche est généralement située dans la fourche  $hb \leq l \leq 3hb$ , où  $hb$  est la hauteur du barrage. Pour ces barrages, le temps nécessaire à former une brèche varie de façon considérable (de quelques minutes à quelques heures) selon le matériau et la cause de la rupture.

En Suisse, l'Office fédéral de l'énergie (OFEN) recommande de procéder ainsi pour le scénario de rupture :

- Pour les barrages-voûtes et barrage-poids : rupture totale et instantanée de tout le barrage ;
- Pour les digues : formation d'une brèche de forme trapézoïdale de base égale à deux fois la hauteur d'eau et avec une pente de talus de 1:1 (en veillant que la surface ne soit pas plus grande que la digue elle-même) ;
- pour les barrages mobiles : rupture totale ou partielle en fonction du type de construction.



### 1.4.2. Rupture par renard

Les ruptures consécutives à une érosion interne (effet renard) sont peu fréquentes. (4 à 6% des cas observés). La rupture par effet renard est fréquente lorsque les matériaux constitutifs du barrage ont pour propriétés d'être :

- perméables,
- fortement érodables,

Les barrages naturels sont constitués de matériaux hétérogènes ayant été peu compactés (en comparaison aux barrages de construction. De ce fait ces barrages sont souvent poreux, non imperméabilisés et non drainés. Il y a donc présence d'écoulements internes. Ces écoulements peuvent entraîner de l'érosion interne, qui peut aboutir à une rupture par renard. Des suintements sont souvent observés à la base de nombreux barrages. Mais ces suintements sont rarement assez importants pour provoquer un « renard ».

L'érosion interne peut aussi provoquer un affaissement partiel du barrage, suivi du débordement, de la formation d'une brèche et de la rupture (donc rupture par surverse).

Il y a peu d'exemple de rupture par renard car celle-ci arrive rarement. Deux cas ont tout de même pu être observés. En 1966, rupture de l'éboulement ayant entraîné la formation du lac Yashinkul sur la rivière Isfayramsay (Centre sudde l'ex URSS) et en 1906 rupture de l'éboulement sur le cache creek (Californie).[1]

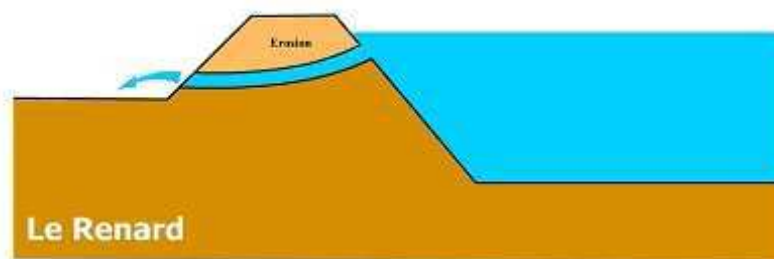


Figure 1.9 : Rupture par renard [19]

### 1.4.3. Rupture par glissement

Il existe peu de cas de rupture par glissement des pentes du barrage. Ceci est dû au fait que naturellement les pentes du barrage se sont formées à un état d'équilibre naturel. Les glissements sont observés dans les cas où les pentes du barrage s'avèrent trop raides. Les

masses éboulées avec leurs pentes relativement douces sont souvent peu vulnérables au glissement.

Un seul cas de glissement semble avoir été identifié, celui du Cerro Condor-Sencca au Pérou sur la rivière Mantaro, bien qu'il soit possible que la rupture fût due à un effet renard. [1]

#### 1.4.4. Rupture par surverse

La surverse est la principale cause de rupture de barrages naturels. Elle représente 92 à 95 % des cas de rupture

Observés. Si il n'y a pas d'infiltration d'eau dans le barrage, le barrage se remplit jusqu'au déversement. Il y a alors apparition d'un écoulement, sur le parement aval de la masse éboulée. L'écoulement emporte progressivement les matériaux constituant le barrage pour aboutir par érosion régressive à la formation d'une brèche. Une fois la brèche formée, la rupture du barrage et la vidange de la retenue peuvent alors être très rapides.

La brèche due à la surverse se forme localement au point le plus bas ou le plus faible de la crête du barrage, puis se développe jusqu'au point bas du barrage, avant de s'élargir jusqu'à une situation d'équilibre (qui n'atteint pas la largeur totale du barrage).

Il est rare que la brèche descende jusqu'au niveau d'origine du cours d'eau car la présence de matériaux grossiers au sein de l'éboulement limite l'incision.

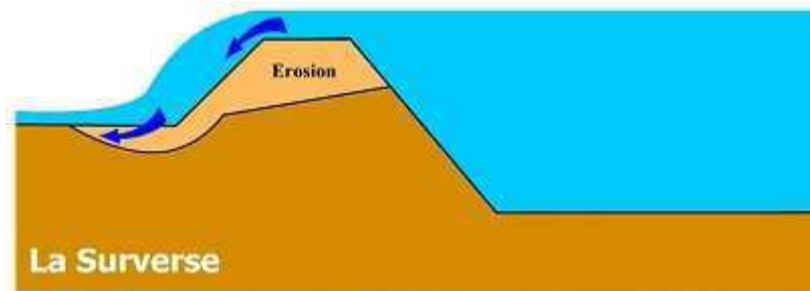


Figure 1.10 : Rupture par surverse [19]

Comme dit précédemment, la plupart des ruptures de barrages sont dues à la surverse. On peut notamment citer le cas du barrage de « La Josefina » sur le Rio Paute, en Equateur en 1993. [20]

### **1.4.5. Rupture de petit barrage d'accumulation**

Les Alpes ont été équipées au cours du <sup>xxe</sup> d'un grand nombre de barrages pour la production d'électricité. Plus récemment, au cours des 10–20 dernières années, des petits barrages ont été construits pour la production de neige de culture dans les stations de ski et, dans une moindre mesure, pour assurer l'approvisionnement en eau potable lors des pics de fréquentation touristique. On prévoit au cours des 10–20 prochaines années un accroissement considérable du nombre de petites retenues (d'un facteur 3 environ d'après les études prospectives) et une augmentation du volume de stockage (qui passerait de l'ordre de 50 000 m<sup>3</sup> en moyenne actuellement à quelques centaines de milliers de m<sup>3</sup> dans le futur). Les petites retenues peuvent connaître des accidents plus ou moins graves. Ainsi, en août 2004 et au printemps 2005, deux ouvrages ont connu une rupture lors de leur mise en eau en France, entraînant une ruine partielle ou totale. En mars 2006, une retenue pour la production de neige de culture à Pelvoux (Hautes-Alpes, France) a été impactée et vidée par une avalanche, heureusement sans conséquence pour le camping (vide en saison) situé en contrebas.

Les ouvrages d'accumulation sont pourtant placés dans un milieu naturel hostile et donc exposés à des contraintes sévères (cycle gel/dégel, vieillissement des bétons, géo membranes, etc.) ainsi qu'à des dangers naturels (mouvement de terrain, avalanche, chute de blocs, etc.). Comme ils sont assez souvent construits à l'amont d'enjeux significatifs (typiquement une station de ski), leur rupture peut éventuellement causer des dommages sévères.

L'effet de la rupture d'un petit barrage est l'un des points les plus importants pour estimer la sécurité d'un barrage et c'est assurément l'un des moins bien traités, ce qui peut s'expliquer par plusieurs éléments.

### **1.5. Débit de rupture**

On peut considérer deux types différents de rupture : la rupture instantanée et la rupture progressive. La rupture instantanée est l'hypothèse la plus pessimiste, (montée de crue extrêmement rapide). La rupture d'un barrage de glissement de terrain est partielle mais permet la libération de la totalité du volume d'eau.

Nous allons détailler ci-dessous les calculs de débits à la rupture, dans les cas de rupture instantanée et progressive.

Parmi les logiciels de modélisation de crue, certains utilisent des formules de rupture instantanée et d'autres de rupture progressive.



### 1.5.1. Rupture instantanée

Dans ce cas, on donne arbitrairement dès le départ une forme à la brèche. Il est ainsi possible d'obtenir des formules donnant le débit de rupture au droit du barrage en fonction de la géométrie de la brèche voire la figure.

Les relations ci-dessous présentent quelques exemples de relations pour lesquelles on suppose une retenue infinie sans pente ni frottement : [21]

**Tableau 1.1** : Débit de rupture instantanée en fonction de la forme de la brèche

Forme de la section de la brèche	variables géométriques (m)	Débit au droit du barrage (m <sup>3</sup> /s)
Rectangle	L l=L	$Q = 0.93 \times L \times H_0^{1.5}$
Triangle	m $L = 2mH_0$	$Q = 0.72 \times m \times H_0^{\frac{5}{2}}$
Trapèze	L M $l = L + 2mH_0$	$Q = 0.93 \times L \times H_0^{1.5} + 0.72 \times m$
Parabole	K $l = kH_0^{\frac{1}{2}}$	$Q = 0.54 \times l \times H_0^{1.5}$

Avec :

$H_0$  : Profondeur initiale d'eau en amont

$L$  : largeur à la base du barrage

$m$  : fruit des berges de la brèche (inverse de la pente)

$l$  : largeur au miroir de la brèche

$K$  : paramètre de forme de la parabole

Lorsqu'on ne connaît pas  $L$  on peut l'estimer à  $L = 3H_0$ , ce qui donne pour une brèche rectangulaire  $Q = 2.8 \times H_0^{\frac{3}{2}}$ .

Pour utiliser cette formule il est nécessaire de connaître les dimensions de la brèche.

Avec cette formule on trouve une hauteur maximale de l'onde de crue au droit du barrage égale à  $\frac{4H_0}{9}$ .

Un coefficient correcteur  $\mu$  doit être appliqué pour tenir compte de la forme de la retenue, de la hauteur d'eau à l'aval du barrage, etc... Ainsi on obtient le débit maximal au droit du barrage en appliquant  $Q' = \mu Q$  avec  $Q$  le débit trouvé à l'aide des formules du tableau ci-dessus. Le coefficient de forme de la retenue est déterminé comme suit :

$\mu = 1.4$  pour une retenue très compacte

$\mu = 1$  pour une retenue normale

$\mu = 0.6$  pour une retenue très allongée

### Cas des petits barrages en terre :

L'office Fédéral Suisse des Eaux et de la Géologie (ex OFEG maintenant OFEV), recommande à partir d'études statistiques, de considérer :

Une brèche de forme trapézoïdale de pente de berge  $m=1$  et de largeur à la base  $L = 2H_0$

Ainsi on trouve  $Q = 2.58 \times H_0^{\frac{5}{2}}$  dans ce cas.

### 1.5.2. Rupture progressive

Les formules empiriques donnant le débit de pointe issu de la rupture progressive d'un barrage naturel sont pour la plupart déduites d'observations réalisées sur des barrages mesurant plus de 10m de haut.

#### 1.5.2.1. Formules faisant intervenir la hauteur du barrage, H en m :

U. S. Bureau of Reclamation:  $Q = 19.1 \times H^{1.85}$

U. S. Bureau of Reclamation:  $Q = 8.16 \times H^{1.97}$

U. S. Bureau of Reclamation:  $Q = 4.22 \times H^{2.14}$

U. S. Bureau of Reclamation:  $Q = 6.3 \times H^{1.59}$

Formules faisant intervenir la hauteur du barrage, H en m, et le volume de la retenue, V en millions de m<sup>3</sup> :

J. E. Costa  $Q = 325 \times (H \times V)^{0.42}$

P. Molinaro  $Q = 7.7 \times H^{1.84} \times V^{0.221}$

USBR  $Q = 31 \times H^{1.41} \times V^{0.22}$

Da Costa  $Q = 11.9 \times H^{1.72} \times V^{0.17}$

Costa et Schuster  $Q = 1.81 \times (H \times V)^{0.43}$

### 1.5.2.2. Formules faisant intervenir le volume du barrage V en millions de m<sup>3</sup> :

Costa et Schuster  $Q = 672 \times V^{0.56}$

Les formules issues du travail de Costa et Schuster ([22], [23]). Ces relations ont déjà été utilisées dans des cas concrets (la Josefina, Equateur [20]), et s'avèrent donner des résultats proches de la réalité.

### 1.5.3. Cas des petits barrages :

Ces formules, notamment celles ne faisant pas intervenir le volume, sont à priori trop pénalisantes (débit de rupture largement surestimé) pour des retenues de faible volume obtenues par des barrages peu hauts (vallée pentues). Pour ces cas il est préférable de simuler une rupture progressive qui permet de prendre en compte plus précisément les caractéristiques du barrage et de la retenue.

## 1.6. Prévion des paramètres de la brèche

Les paramètres de la brèche constituent l'élément clé de l'étude de la propagation de la crue de rupture. Plusieurs auteurs ont réalisé des études sur des cas réels, et ont constaté que la forme de brèche la plus fréquente est celle d'un trapèze (Marche, 2004). Ils donnèrent des formules très utiles pour prédire:

- a) La géométrie de la brèche;
- b) le temps de formation de la brèche;
- c) le débit maximal de la crue de rupture.

**Formule du bureau de réclamation (1988, états unis)**

$$Bm = 3.hw$$

$$Tf = 0.011xBm$$

$$Z = 1$$

Cette formule présente une bonne estimation simplifiée des paramètres de la brèche.

**Formule de vonthun and gillette(1990)**

$$Bm = 2.5xh + Cb$$

$$Z = 1$$

$$Tf = 0.020xh + 0.25 \text{ (en heures)}$$

Cb est pris en fonction du volume de la retenue

**Formule de froehlich (1995)**

$$0.1803K_0V^{0.32}h_b^{0.19}$$

$$T_F = 0.0025 V^{0.53}h_b^{-0.9}$$

Ces formules représentent les plus riches car elles étaient obtenues en étudiant le maximum de Cas réels (63 cas).

Le débit maximum est donné par la formule suivante :

$$Q_F = 0.607 V^{0.295} h^{1.24}$$

## 1.7. Propagation de l'onde de rupture

### 1.7.1. Caractéristiques de la propagation de l'onde de rupture

L'onde de rupture de barrage se distingue d'une crue naturelle par un temps de montée et un temps de décrue plus faibles (au moins à proximité du barrage). Le débit de pointe de la crue est liée aux caractéristiques du barrage, aux circonstances de la rupture et à la distance au barrage et peut donc être très supérieure aux débits de crue naturelles ; cette relative indépendance de la morphologie de la rivière rend les ondes de rupture atypiques avec, par exemple, de vastes zones inondées au-delà du lit majeur et des ouvrages de franchissement sous dimensionnés (donc susceptibles de se rompre). En outre, en cas de rupture de barrage rapide,

- D'une part, un front d'eau peut se former et se propager tel un mascaret en diminuant d'amplitude progressivement ;
- D'autre part, les vitesses très fortes peuvent engendrer un régime torrentiel ; les zones de front et de ressaut engendrent des problèmes de modélisation spécifiques.

Au-delà, ces fortes vitesses sont susceptibles d'engendrer un transport solide intense avec des érosions importantes des berges et du fond.

Sur le plan de la recherche, la modélisation de la propagation de l'onde de rupture de barrage pose donc d'une manière extrême, l'ensemble des questions soulevées par la modélisation des crues naturelles. La validité des équations de Saint Venant, en particulier, dans la zone du front où les accélérations verticales sont importantes, peut être remise en question (Mackie, 1984). (Basco, 1989) après comparaison avec un modèle incluant cette accélération verticale, conclut à une représentativité convenable (et quasiment équivalente) des équations de Saint Venant. (Mohapatra et al. 1999) arrive à une conclusion identique par comparaison avec des calculs au moyen d'un modèle 2D vertical. La comparaison sur des expériences de laboratoire entre mesures et résultats de calculs à partir des équations de Saint Venant confirme ce point (Bellos et al. 1992; CADAM, 2000; Chervet et Dalles, 1970; Gharangik et Chaudhry, 1991) au moins en l'absence de réflexions multiples (Mohapatra et al. 2000). La démonstration sur des cas complexes reste toutefois à établir. Pour les applications en ingénierie, une erreur de l'ordre du % reste négligeable vis à vis des incertitudes sur les principaux paramètres (géométrie, Strickler, conditions initiales). La

stabilité du schéma numérique résolvant les équations de Saint Venant 1D y est un point clé. Prenant la suite des travaux menés au Cemagref de 1985 à 1990 à partir des travaux (Vila, 1984; Vila, 1988), j'ai développé le code RUBAR 3 qui résout ces équations par un schéma explicite du second ordre de type Godunov. Ce schéma qui résout les équations sous la forme conservative (0.1), (0.9) (assurance d'une bonne conservation des volumes) s'appuie sur la notion de variation totale décroissante (schéma TVD) et la résolution de problèmes de Riemann, ce qui permet de traiter les discontinuités (ressauts, mascarets) comme des points courants (Paquier, 1995b). Il est, en ce sens, proche des nombreux schémas présentés ces 15 dernières années pour traiter les problèmes d'ondes de rupture de barrage (Fennema et Chaudhry, 1987; Garcia-Navarro et al. 1992; Jha et al. 1994; Zhang et al. 1992), etc.

Les principaux travaux que j'ai menés ont porté sur le traitement du second membre des équations écrites sous la forme (0.1), (0.9) afin d'assurer, en particulier, une stabilité numérique suffisante dans le cas où la variable  $S$  est fortement variable (en temps et en espace). La validation de la méthode de résolution n'a pu être démontrée mathématiquement dans le cas général et a donc été effectuée en comparant les résultats numériques soit à des solutions analytiques (géométrie simple, régime transitoire), soit aux solutions obtenues par d'autres méthodes de résolution sur l'équation du régime permanent, soit à des mesures expérimentales (canaux de laboratoires).

### **1.7.2. Modélisation de la propagation**

Les recherches sur la propagation des ondes de rupture de barrage ne sont pas limitées à la seule résolution des équations de Saint Venant 1D. Certaines situations exigent le passage à une modélisation bidimensionnelle de la propagation ; toutefois les caractéristiques se rapprochent souvent de celles des crues naturelles (largement débordantes et donc rares). Je traite cet aspect dans le chapitre 2 consacré aux équations de Saint Venant 2D. A l'opposé, dans le cas de retenues de faible volume ou de vallées faiblement occupées, il n'est pas utile d'effectuer des calculs complexes pour identifier les risques (en général, l'absence de risque fort) liés à la rupture d'un barrage. La question peut alors être formulée ainsi : trouver une méthode de calcul plus simple que la résolution des équations de Saint Venant 1D qui permette une estimation du niveau d'eau maximal atteint et du temps de propagation pour une onde de rupture de barrage. On ajoutera que, pour évaluer le risque, une estimation chiffrée n'est nécessaire qu'aux points vulnérables de la vallée situés à l'aval du barrage.

# CHAPITRE II

## Etude Bibliographique

## 2.1. Introduction

Durant la dernière décennie, beaucoup de travaux ont été réalisés afin d'étudier l'onde de rupture de barrage sur un fond sec et incliné. Deux approches de solution de ces ondes de propagation sont proposées : les solutions analytiques qui concernent seulement quelques éléments de rupture de barrage et les modèles numériques qui étudient tous les phénomènes de rupture et de propagation des ondes.

## 2.2. Solution analytique

Le grand avantage du système des équations hyperboliques de Saint-Venant est que celui-ci peut être transformé en un système d'équations différentielles. Dans certains cas, cette nouvelle forme devient plus simple à intégrer le long des courbes dites caractéristiques. Pour un canal rectangulaire de pente nulle où le fluide est initialement en repos et le fond aval est sec, la première solution théorique, dont le frottement pariétal est supposé négligeable, a été donnée par Ritter (1892). Cette solution prédit à la fois l'existence d'un point fixe dans la section du barrage et l'existence d'une onde négative caractérisée par une hauteur égale à la profondeur initiale de l'écoulement "H". Les vitesses de propagation de l'onde négative et de l'onde du front sont constantes, et le profil de la surface libre est une parabole qui tourne autour du point fixe en se déformant.

Pour un canal de forme parabolique, la généralisation de cette solution de Ritter a été obtenue par Sakkas & Sterlkoff (1973). Puis Wu & al (1993) ont considéré une section transversale arbitraire décrite par un nombre de segments de lignes cassées. Chaque segment est représenté par sa longueur et son inclinaison. La solution de Ritter décrit bien les résultats expérimentaux hormis dans la zone du front d'épaisseur quasi nulle. Il faut naturellement considérer le frottement pariétal dans cette zone.

Dressler (1952) puis Witham (1955) ont introduit dans le problème la formule empirique de Chézy. Les deux approximations utilisées par Dressler et Witham sont différentes, mais leurs résultats donnent des expressions très proches de la vitesse de propagation du front. Plus tard, Su & Barnes (1970) étendent l'analyse de Dressler pour un canal incliné de forme prismatique.

Cependant, Pohle (1952) met en doute le modèle de Saint-Venant, qui suppose que la répartition de pression est hydrostatique et que l'écoulement s'effectue par tranches. Pour se



prononcer, l'auteur se base sur la solution théorique de Ritter, qui prédit une hauteur constante à l'endroit du barrage. Selon Pohle, ce résultat ne représente pas la physique réelle de l'écoulement.

Pohle propose donc une autre solution. Il considère un canal horizontal de section rectangulaire et sans eau aval (même condition d'écoulement que Ritter). Il suppose ensuite que l'écoulement est irrotationnel et que les effets dissipatifs sont négligeables pour ne considérer que les forces de pesanteur. Il écrit les équations de la dynamique et les conditions d'incompressibilité et d'irrotationnalité en coordonnées de Lagrange.

Il admet une solution générale sous la forme d'un polynôme en  $t$ , et fait l'identification en supposant le temps petit. Ce calcul donne une trajectoire rectiligne pour chaque particule et met en évidence : d'une part, l'existence d'un point anguleux qui se déplace verticalement, dans la section du barrage ; d'autre part, l'existence d'une différence de concavité de part et d'autre de ce point singulier.

Sterlkoff (1986) et Mohapatra & al (1999) ont également montré numériquement que la pression n'est pas hydrostatique immédiatement après la rupture.

Dressler (1954) démontre expérimentalement que la profondeur du fluide à l'endroit du barrage ne peut atteindre la valeur constante prédite par Ritter qu'au-delà d'un certain temps. Cependant, le calcul de Pohle, qui suppose que l'écoulement est irrotationnel, a trouvé quelques critiques notamment par Dressler. Car le point anguleux, qui se déplace dans la section du barrage, n'a pas été observé expérimentalement. De plus, cette solution n'admet pas l'existence d'une onde négative, alors que les expériences sont concluantes sur cet effet. En réalité, Dressler a effectivement observé un point anguleux, mais celui-ci était en déplacement vers l'amont et non pas fixe comme Pohle le prédit.

Lorsque la suppression du barrage a lieu sur un aval mouillé, on connaît la solution de Stoker (1957) qui suppose que la surface libre est constituée par un arc de parabole (calculé par Ritter) se raccordant à un profil horizontal limité à l'aval par une onde de choc. Lorsque le canal est incliné, on connaît également les solutions asymptotiques de Hunt (1982, 83, 84, 94) qui supposent que tous les termes, intervenant dans l'équation dynamique de Saint-Venant, sont négligeables sauf la gravité et le frottement. Cette approximation est appelée onde cinématique, et elle prédit une hauteur non nulle dans l'abscisse du front d'onde.

Avant de commencer la représentation des résolutions numériques de ce problème de rupture de barrage, signalons d'abord qu'il existe des méthodes de résolutions graphiques, analogues à celle de Bergeron pour le calcul des coups de bélier (e.g Ré 1946). Ces méthodes sont à l'heure actuellement abandonnées au profit des méthodes de résolution numérique. Il existe également des méthodes de résolution par abaques qui sont largement utilisées par les ingénieurs (cf. Colin & Pochat 1978), mais qui présentent l'inconvénient de ne s'appliquer qu'aux situations particulières.

### **2.2.1. Onde de rupture du barrage dans un canal horizontal**

#### **2.2.1.1. Rupture de barrage dans un canal sec**

On considérant un barrage idéal, la rupture de ce barrage sur un lit de rivière sec, la méthode des caractéristiques peut être appliquée pour résoudre complètement le profil de l'onde générée par la rupture telle que proposée par Ritter [17]. Le fait intéressant est que le travail de Ritter a été initié par (Johnstown) lors de la catastrophe de barrage South Fork.

La rupture du barrage peut être idéalisée par une paroi verticale qui est soudainement retiré (**Fig. 2.1**). Après la rupture de la digue, une première onde négative se propage en amont et un second se déplace vers aval.

Pour une rupture de barrage idéal sur un fond horizontal et sec, les équations de base sont des équations de l'onde simple.

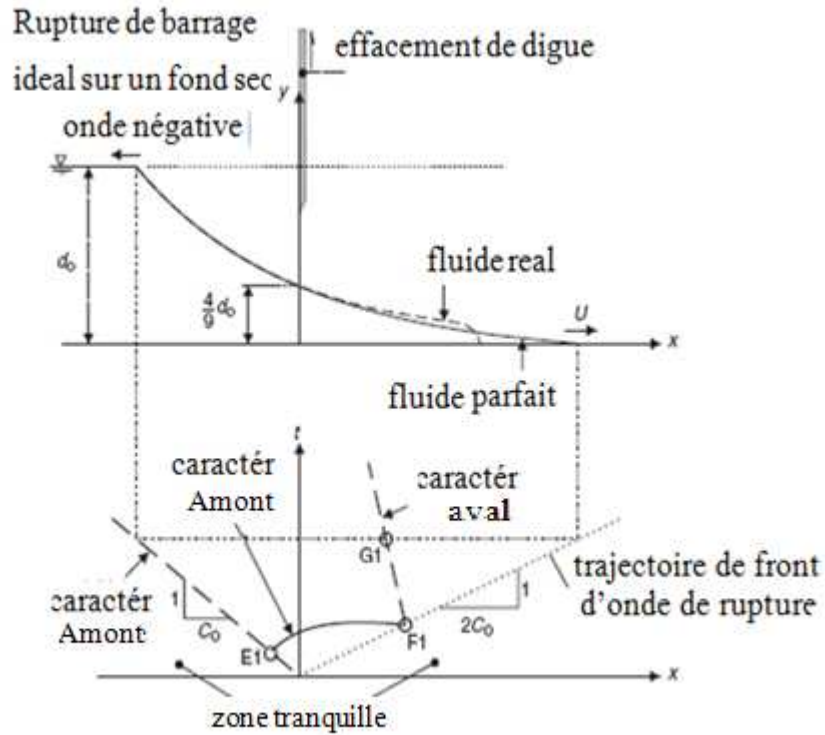


Fig. 2.1 Rupture de barrage dans un canal sec

La rupture instantanée d'un barrage crée une onde négative en amont dans un fluide au repos avec la profondeur de l'eau connue. Dans le plan  $(x, t)$ , les caractéristiques initiales de l'onde négative sont où  $dt/dx=1/C_0$   $C_0 = \sqrt{gH_0}$

En supposant un canal rectangulaire (fig.2.1)

Les caractéristiques peuvent être tirées avant la propagation de la première caractéristique vers l'arrière pour  $t > 0$  et coupant la trajectoire de la pointe du front d'onde de rupture de barrage (Fig. 2.1), la trajectoire E1-F1):

A la pointe du front d'onde de rupture du barrage, la profondeur d'eau est nulle, donc  $C=0$ , et la vitesse de propagation du front d'onde de rupture de barrage est égale à:

$$U = 2C_0 = 2\sqrt{gH_0} \quad (2-1)$$

On considère les caractéristiques arrière issues du front d'onde de rupture du barrage (Fig. 2.1, la trajectoire F1-G1), la caractéristique C2 est une ligne droite vers l'arrière parce que la première des caractéristiques est une ligne droite. La pente inverse des caractéristiques de l'arrière est une constante:

$$U + 2C = U_0 + 2C_0 + 2C_0 \quad (2.2)$$

En utilisant l'équation (2.2) pour l'intégration de la pente inverse donne le profil des eaux de surface à l'intersection des caractéristiques C2 avec une ligne horizontale  $t$  constant (Fig. 2.1), point G1) à un moment donné, le profil de la surface libre entre le bord d'attaque de l'onde négative et le front d'onde est une parabole:

$$\frac{x}{t} = 2\sqrt{gH_0} - 3\sqrt{gH} \text{ Ou } -\sqrt{gH_0} \leq \frac{x}{t} \leq +2\sqrt{gH_0} \quad (2.3)$$

A l'origine ( $x = 0$ ), l'équation (2.3) prédit une profondeur d'eau constante :

$$H(x = 0) = \frac{4}{9}H_0 \quad (2.4)$$

De même la vitesse à l'origine est déduite de l'équation :  $U(x = 0) = \frac{2}{3}\sqrt{gH_0}$

Après la rupture de barrage, la profondeur et la vitesse d'écoulement à l'origine sont les deux constantes, et la décharge de l'eau à  $x = 0$  est égal à:

$$Q(x = 0) = \frac{8}{27}d_0\sqrt{gH_0}B \quad (2.6)$$

Pour une onde de rupture de barrage sur un canal sec, les conditions aux limites ne sont pas de l'axe vertical dans le plan  $(x, t)$ . Les deux conditions aux limites sont:

1. le bord amont de la vague initiale négative, où  $H = H_0$
  2. le front d'onde de rupture de barrage où  $H = 0$ .
- Importantes contributions au problème d'onde de rupture de barrage dans un canal sec et horizontales incluent Ritter (1892), Schoklitsch (1917), Ré (1946), Dressler (1952, 1954) et Whitham (1955).
  - Le développement ci-dessus est parfois appelé la théorie de Ritter. Les calculs ont été effectués en supposant un canal rectangulaire lisse, un réservoir de longueur infinie et

pour une surface horizontale et libre. C'est la friction de fond est nul et la répartition des pressions est hydrostatique. Les résultats expérimentaux (par exemple Schoklitsch, 1917; Faure et Nahas, 1961; Lauber, 1997) ont montré que les hypothèses de répartition de la pression hydrostatique et sans frottement sont raisonnables, mais pour les premiers instants et à la pointe de premier plan de l'onde de rupture de barrage.

- Le frottement sur le fond affecte de manière significative la propagation de la pointe de premier plan. Escande et al. (1961) ont étudié spécifiquement les effets de la rugosité de fond sur les ondes de rupture de barrage dans une vallée naturelle. Ils ont montré que, avec un fond très-approximative la célérité des ondes pourrait être d'environ 20-30% plus faible que sur un lit lisse. La forme d'un véritable front d'onde de rupture du barrage est lustrée dans la (figure. 2.1).

- L'hypothèse de la répartition de la pression hydrostatique a été jugée raisonnable, mais pour les premiers instants:  $t > 3 \sqrt{\frac{H_0}{g}}$  (Lauber, 1997).

- La théorie de Ritter implique que la célérité des caractéristiques initiales de l'onde négatives est  $U = -\sqrt{gH_0}$  et les observations expérimentales suggèrent, cependant que la célérité réel est le d'environ  $U = -\sqrt{2}\sqrt{gH_0}$  (Lauber, 1997; Leal et al, 2001.). Il a été proposé que la différence à été causée par les effets de courbure à la pointe de l'onde négative.

- A l'origine ( $x = 0$ ), les conditions d'écoulement doivent satisfaire:

$$\frac{U(x = 0)}{\sqrt{gH(x = 0)}} = \frac{\frac{2}{3}\sqrt{gH_0}}{\sqrt{g\left(\frac{4}{9}\right)H_0}} = 1$$

- Les conditions d'écoulement critique de l'origine (c.-à-dire du barrage initial) et le débit est constant:  $Q(x = 0) = \sqrt{gH(x = 0)^3} = \frac{8}{27}d_0\sqrt{gH_0B}$  .où B est la largeur du canal. Fait important, le résultat n'est valable que dans les hypothèses des équations de Saint-Venant. Autrement dit, la surface de l'eau libre est quasi-horizontale et la distribution de la pression hydrostatique est à l'origine

- Le développement ci-dessus a été réalisé pour un réservoir semi-infini. En un lieu donné  $x > 0$ , l'équation (2.3) prévoit une profondeur d'eau augmente avec le temps plus:

$$H = \frac{4}{9}H_0 \left(1 - \frac{3x}{2\sqrt{gH_0t}}\right)^2$$

- Henderson (1966) a analysé le problème des ondes de rupture de barrage en considérant le déplacement soudain horizontal d'une plaque verticale derrière laquelle une

profondeur d'eau connue est initialement au repos. Son approche donne des résultats identiques difficiles.

### 2.2.1.2. Onde de rupture du barrage sur un canal incliné

Compte tenu de l'onde de rupture du barrage sur un canal incliné, l'équation de l'onde cinématique peut être résolue analytiquement (Hunt, 1982) (fig.2.2) :

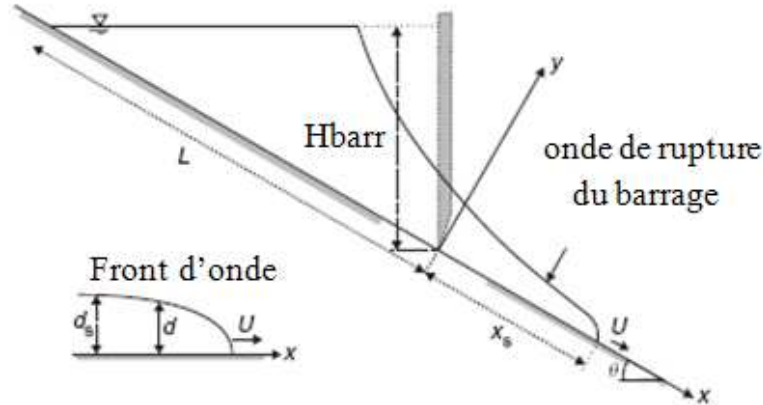


Fig. 2.2 Onde de rupture du barrage sur un canal incliné

$$\frac{V_H t}{L} = \frac{1 - \left(\frac{d_s}{H_{barr}}\right)^2}{\left(\frac{d_s}{H_{barr}}\right)^2} \quad (2-7)$$

$$\frac{U}{V_H} = -\frac{3 V_H t}{4 L} + \sqrt{\frac{x_s + L}{L} + \left(\frac{3 V_H t}{4 L}\right)^2} \quad (2-8)$$

$$\frac{x + x_s}{L} = \frac{d_s}{H} \left( \frac{d}{d_s} + \ln \left( 1 - \frac{H}{d_s} \right) + \frac{1}{2} \right) \quad (2-9)$$

Le développement de Hunt (1982, 1984) a été vérifiée par plusieurs séries d'expériences (Hunt, 1984; Nsom et al, 2000.). Il est valable mais, après l'onde de crue à couvert environ quatre longueurs de réservoir en aval du barrage.

Hunt a appelé les équations (2-7) - (2-8) la solution extérieure de l'onde de rupture du barrage alors que l'équation (2-9) a été appelée la solution interne.

L'équation d'onde dynamique est simplifiée par l'accélération et en négligeant les termes d'inertie, et la surface libre est supposé parallèle au fond du canal. La relation entre la vitesse et la profondeur de l'eau (fig.2.2) est:

$$V = V_H \sqrt{\frac{d}{H_{dam}}}$$

Une fois que l'onde de crue a parcourue environ quatre longueurs du réservoir en aval du barrage, le profil de la surface libre de l'onde de rupture du barrage s'écrit comme suit:

$$\frac{x+L}{L} = \frac{d}{H_{barr}} + \frac{3V_H t}{2L} \sqrt{\frac{d}{H_{barr}}} \quad \text{Pour } x \leq x_s \text{ et } \frac{x_s}{L} > 4$$

**R. Fernandez-Feria (2006)[ 5 ]** : présente une solution analytique de la propagation des fronts d'eau à la phase initiale et donne Une solution auto-similaire asymptotiquement valide pour des temps longs. Pour les temps intermédiaires, le problème est résolu numériquement par la méthode des caractéristiques.

Tableau 2.1 R. Fernandez-Feria (2006)

<b>Phénomène étudiés</b>	<b>Ecoulement de rupture de barrage sur une pente arbitraire</b>
<b>Méthode numérique</b>	Méthode des caractéristiques
<b>dimensions</b>	1 D
<b>Equations gouvernantes</b>	Equation de conservation de la masse et de quantité de mouvement.
<b>conclusion</b>	<p>Une solution auto similaire :</p> $h(x, t) = \frac{3(\xi - \xi^2)}{\sin \theta \cos \theta (U_m t + l_0)}$ $U(x, t) = \sin \theta t + U_m [1 + \phi(t)] \left( \xi - \frac{1}{2} \right), \quad \phi(t) = \frac{6}{U_m \sin \theta (U_m t + l_0)}$ $\xi = \frac{X + \frac{(U_m t - \sin \theta t^2)}{2} - l_{02}}{U_m t + l_0}$

**Efim Pelinovsky, Tatiana Talipova, Narcisse Zahibo et Irina Nikolkina [6]:**

Présentent des Solutions analytiques du modèle de Savage-Hutter pour la rupture du barrage sur un fond inclinés.

Savage et Hutter ont produit des solutions auto-similaires et des solutions de similitude M-ondes. Ces solutions sont obtenues pour une goulotte d'inclinaison constante et pour un angle de frottement du lit constant.

**Mangeney et al [24] :** Ont Trouvé une solution analytique d'un problème de rupture de barrage sur un fond incliné unidimensionnel en tenant compte du frottement de Coulomb.

**Rudenko et al [25] :** Ont trouvé une solution exacte qui a représenté des ondes de rupture simples dans un écoulement idéal (on négligé le frottement) sur une plaque d'une pente constante.



**J.K.. Engelbrecht, V.E. Fridman et E.N. Pelinovsky [26] :**

Ont trouvé plusieurs solutions analytiques pour le problème de rupture d'un barrage sur un fond incliné. Ils ont utilisé des modèles simple 1D et 2D.

Ils peuvent être utilisés pour tester les modèles numériques 1D et 2D des avalanches de débris du volcan, des glissements de terrain sous-marin dans les pentes continentales et l'onde de rupture de barrage.

**HUBERT CHANSON (2009) [8] :** Dans ce travail, a développé des solutions simples des équations de Saint-Venant, pour les ruptures instantanées de barrage, dont les ondes se propageant dans des canaux initialement secs. Il considère les cas des écoulements turbulents et laminaires. Les solutions pour des radiers horizontaux sont comparées avec des mesures expérimentales classiques. Ces solutions sont ensuite étendues aux cas des radiers inclinés. Les résultats fournissent une famille de solutions analytiques..

**Tableau 2.3 HUBERT CHANSON (2009)**

Phénomènes étudiés	Application de la méthode des caractéristiques au problème de l'onde de rupture de barrage
Méthode numérique	Méthode des caractéristiques
dimensions	1D
Hypothèses	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rupture de barrage instantané</li> <li>• fond horizontal et inclinée initialement sec</li> <li>• écoulement turbulent de toute rugosité et incompressible</li> <li>• canal rectangulaire prismatique.</li> </ul>
Equations gouvernantes	Les équations de saint venant

Ce présent travail s'est assigné d'abord comme objectif de présenter des solutions théoriques pour une rupture instantanée d'un barrage en béton et de l'onde se propageant dans un canal rectangulaire, prismatique, et initialement sec, avec un réservoir semi-infini.

L'écoulement est divisé entre une zone de front d'onde dominée par les forces de frottement, et une région de fluide parfait derrière. L'intégration des équations de Saint-Venant a pu fournir des solutions analytiques, explicites simples pour des écoulements

engendrés par la rupture, sur des radiers inclinés. Les résultats obtenus après la résolution des équations de St Venant ont été comparés systématiquement avec des mesures expérimentales.

Un avantage majeur des résultats présents est la rapidité et simplicité des calculs. Ceux-ci sont explicites et directs. Ils peuvent être conduits avec un tableur, ou même avec une petite calculatrice, à la main, et ils fournissent, en temps réel, des valeurs quantitatives dérivant d'équations fondamentales.

### **2.3 Les modèles numériques :**

**Scott F. Bradford and Brett F. Sanders (2002) [7]** : présentent une étude numérique pour la simulation de l'écoulement de rupture de barrage sur une topographie quelconque avec le déplacement des parois causé par inondations. Les solveurs de Riemann pour calculer les écoulements, le modèle est basé sur la méthode des volumes finis pour calculer les écoulements de la rupture. Dans ce travail le modèle est utilisé pour fournir une nouvelle procédure pour simuler avec précision le mouvement d'une frontière par voie humide / sec sans la diffuser.

Ils ont aussi trouvé une nouvelle technique qui introduit pour éviter les erreurs de troncature numérique juste à la pression et les conditions de pente du lit qui accélèrent artificiellement dans l'eau au repos sur un fond arbitraire. Les prédictions du modèle se comparent favorablement avec des solutions analytiques, les données expérimentales, et d'autres solutions numériques en deux dimensions.

Tableau 2.2 Scott F. Bradford and Brett F. Sanders (2002)

<b>Phénomène étudiés</b>	<b>Modèle numérique des volumes finis pour les inondations en eau peu profonde de topographie arbitraire.</b>
<b>Méthode numérique</b>	Méthode des volumes finis
<b>dimensions</b>	2D
<b>Hypothèses</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rupture de barrage partielle</li> <li>• fond sec et humide</li> <li>• écoulement turbulent de tous rugosité et incompressible</li> </ul>
<b>Equations gouvernantes</b>	Les équations en eau profond
<b>conclusion</b>	Le modèle proposé a été appliqué avec succès à la saison sèche de lit de problème de rupture de barrage ainsi que du jet de rive de longue onde en deux dimensions, qui sont parmi les problèmes les plus difficiles à déplacer par voie humide / sec limites. Toutefois, le modèle est très général et peut également être utilisé pour simuler les autres flux d'eaux peu profondes à parois mobiles, y compris les plaines d'inondation / inondation estran ou écoulement à travers une digue violée, sans modifications supplémentaires.

**M. Quecedo, M. Pastor,\* , M.I. Herreros,**

**J.A. Fernandez Merodo, Qinfen Zhang (2005) [9] :**

Ce document décrit la comparaison entre deux modèles mathématiques pour résoudre le problème de rupture de barrage en utilisant la méthode des éléments finis. La première méthode permet de résoudre les équations de Navier-Stokes en considérant deux fluides incompressibles, l'attribution de la densité et la viscosité est zéro.

La deuxième méthode est basée sur la résolution des équations en eau peu profonde à l'aide de la méthode de Galerkin. Ce problème est tout simplement manipulé en attribuant la profondeur et la vitesse nulle des noeuds calculée à sec lors de l'exécution des intégrales sur les éléments de la maille.

Les deux modèles mathématiques sont basés sur des hypothèses telles que le piégeage sans tenir compte de l'air dans les accélérations, ancien ou vertical sur ce dernier, et leur champ d'application dépend d'eux.

Dans cet article ils ont utilisé une approche plus précise d'évaluer la validité de l'approche en eau peu profonde dans ces cas pour lesquels aucune solution connue d'analyse sont disponibles. Sur la base des résultats obtenus, il peut être conclu que:

Si le lit mouillé, en utilisant l'approche de Navier-Stokes pour les résultats en eau peu profonde.

L'approche de Navier-Stokes sera utilisée pour l'analyse des petites zones où la connaissance de trois dimensions de la structure de l'écoulement est nécessaire.

**KORICHI K.1, HAZZAB A. 1, GHENAIM A. (2010) [10]** : Présentent une contribution à la simulation des écoulements à surface libre en résolvant le système d'équations hyperboliques et non linéaires de Saint-Venant. En effet, la résolution analytique de ces équations paraît impossible, mais la résolution numérique est maintenant tout à fait courante grâce au développement de nouvelles méthodes numériques ainsi qu'à la capacité de plus en plus importante de la mémoire des calculateurs.

Pour des raisons de stabilité et de précision, la méthode des volumes finis a été appliquée au cours de la présente étude. Une classe de méthodes, basées essentiellement sur la résolution du problème de Riemann, a été retenue et concerne les schémas à capture de chocs.

Enfin, une série de tests d'écoulements stationnaires et transitoires est effectuée en prenant pour exemples la rupture d'un barrage sur un fond sec et un fond mouillé, un écoulement sur un lit concave et une présentation en deux dimensions d'une rupture brusque d'un réservoir cylindrique.

Tableau 2.4 KORICHI K.1, HAZZAB A. 1, GHENAIM A. (2010)

<b>Phénomène étudiés</b>	<b>Ecoulement de rupture de barrage sur une pente arbitraire</b>
<b>Méthode numérique</b>	Méthode des volumes finis
<b>dimensions</b>	1 D
<b>Hypothèses</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• L'écoulement est unidimensionnel</li> <li>• La répartition de la pression sur une verticale est hydrostatique</li> <li>• La répartition des vitesses sur une verticale est uniforme</li> <li>• La densité de l'eau est constante</li> <li>• Les pertes de charges sont ceux présenté en régime permanent</li> <li>• La pente du fond est faible</li> <li>• Les variables dépendantes sont des fonctions continues et dérivables.</li> <li>• L'écoulement non permanent</li> </ul>
<b>Equations gouvernantes</b>	Les équations de saint venant

On peut constater que le modèle de Saint-Venant représente une loi de conservation d'un système d'EPD hyperbolique et non linéaire. Une telle catégorie mène à des solutions discontinues. La résolution analytique passe par le traitement du problème de Riemann qui représente le système d'EDP avec des conditions initiales constantes de part et d'autre de la discontinuité. Cette opération est fastidieuse, ce qui impose l'implantation d'une technique numérique. Pour ce cas, le choix de la méthode des volumes finis est dicté par la nature conservative du modèle de Saint-Venant.

Dans cette contribution ils ont exploré les schémas du premier ordre, celui de *Godunov* ; les schémas du deuxième ordre sans limiteur tels que le schéma de *Lax- Wendroff* et enfin les schémas du deuxième avec les limiteurs de pentes, à savoir *Minmod*, *Superbee*, *Van Leer* et le schéma à Monotonie Centrale MC. A partir de l'analyse des tests numériques pour les écoulements transitoires et stationnaire, ils ont constaté que les schémas à limiteurs de pente sont les plus avantageux quant à la précision et la stabilité.

**YANG Fang-li, ZHANG Xiao-feng, TAN Guang-ming (2007) [ 11 ] :**

Présentent des modèles mathématiques 1-D et 2-D pour l'écoulement du à une rupture de barrage ont été établies et vérifiées avec les données mesurées en laboratoire. Les modèles 1-D et 2-D ont été couplés et utilisé pour simuler l'écoulement de rupture de barrage, et la propagation des ondes de rupture de barrage dans le canal aval.

Comme un exemple numérique, le modèle présenté a été utilisé pour simuler l'écoulement de rupture de barrage d'une hydroélectrique centrale en construction.

Dans la simulation des différentes durées de rupture de barrage, les écoulements en amont et les niveaux d'eau en aval du barrage ont été considérés et ainsi que les facteurs qui influent sur l'écoulement de rupture de barrage ont été analysés.

- Les résultats calculés avec les modèles couplés la présente de l'écoulement de rupture de barrage peuvent être référencée dans la planification et la conception de centrales hydroélectriques centrale.

**C. Zoppou et S. Roberts (2000) [12]:** présentent une étude numérique pour la solution de rupture de barrage en deux dimensions. Le modèle qui est basé sur un deuxième ordre approximatif solveur de Riemann avec un limiteur utilisée pour résoudre l'équation d'onde en eau peu profonde sur un plan cartésien. Les équations en eau peu profonde inclure des termes source qui compte pour la résistance à l'écoulement et l'influence de la pente du lit. Le modèle est vérifié en comparant les résultats du modèle avec des résultats documentés. Un exemple simple de l'effondrement d'un réservoir d'approvisionnement en eau dans une vallée étroite est utilisé pour démontrer la capacité du modèle. Le modèle et représenté est stable et robuste. Il est capable de résoudre les chocs, la manipulation complexe de la géométrie, y compris l'influence des pentes raide et la simulation du processus d'humidification et de séchage

**H. Chanson<sup>1</sup>; S. Jarny<sup>2</sup>; and P. Coussot<sup>3</sup> (2006)[13]:** présentent une étude de base de onde de rupture de barrage avec thixotrope fluide sur la base d'une d'onde cinématique et approximation des équations de saint venant pour un canal incliné prismatique. Un modèle très simple thixotrope qui prédit les tendances de base rhéologique de ces fluides.

Tableau 2.5 H. Chanson<sup>1</sup>; S. Jarny<sup>2</sup>; and P. Coussot<sup>3</sup> (2006)

Phénomène étudiés	Onde de rupture du barrage de fluide thixotrope
Méthode numérique	Méthode des caractéristiques
dimensions	1 D
Hypothèses	Rupture de barrage instantané la base d'une approximation d'onde cinématique des équations de Saint-Venant pour un débit de fluide thixotrope à un canal en pente prismatiques.
Equations gouvernantes	Equation de saint venant
conclusion	les interactions entre le mouvement de flux et rhéologie des fluides sont très fortes.

**P. Bohorquez [14] :**

Présente une analyse de la forme de front des ondes résultant du dégagement soudain d'un volume d'eau fini au-dessus d'un lit incliné et arbitraire. À cet effet des équations turbulentes unidimensionnelles d'eau peu profonde ont été utilisé avec un facteur de frottement constant. Une solution analytique asymptotique à été proposée pour la taille et la vitesse dans la région de bout de vague basée sur la vitesse de l'avant le front et de ses dérivés temporels,

**BLAISE NSOM, KHALED DEBIANE, JEAN-MICHEL PIAU [15] :**

Présentent le problème d'une rupture de barrage sur un canal incliné. L'écoulement de l'eau est généré par la rupture d'un barrage dans un canal entièrement transparent et d'inclinaison variable. L'évolution de la hauteur d'eau en une station donnée ainsi que celle du front d'onde est établies à l'aide de moyens de mesure ultrasonore et d'Analyse d'image. Par ailleurs, les équations de Navier Stokes et de continuité sont adimensionnalisées en régime visqueux et résolues avec l'hypothèse des eaux peu profondes. Enfin, les résultats expérimentaux et théoriques sont comparés avec succès.

# CHAPITRE III

## Etude Numérique



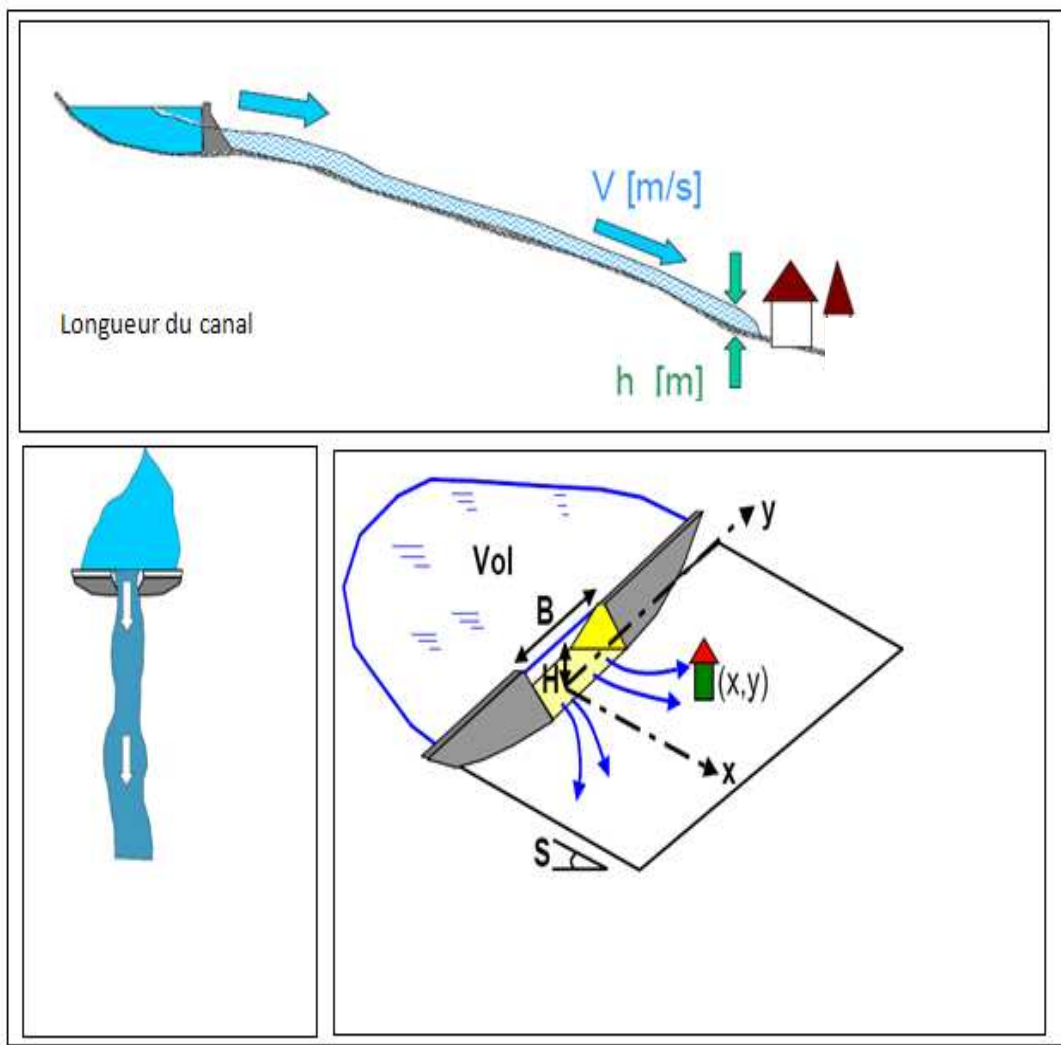
## CHAPITRE III

### Etude numérique

#### 3.1. Introduction

Un modèle unidimensionnel, instationnaire est présenté dans ce travail. Les équations de quantité de mouvement, de continuité (équation de Saint venant) sont résolues par la méthode des différences finis, au niveau de l'aval du barrage. Ce modèle étudie l'influence et l'effet de la pente et la rugosité du fond du canal aval du barrage.

#### 3.2. Domaine de calcul



**Fig.3.1** Domaine de calcul pour le barrage et canal aval.

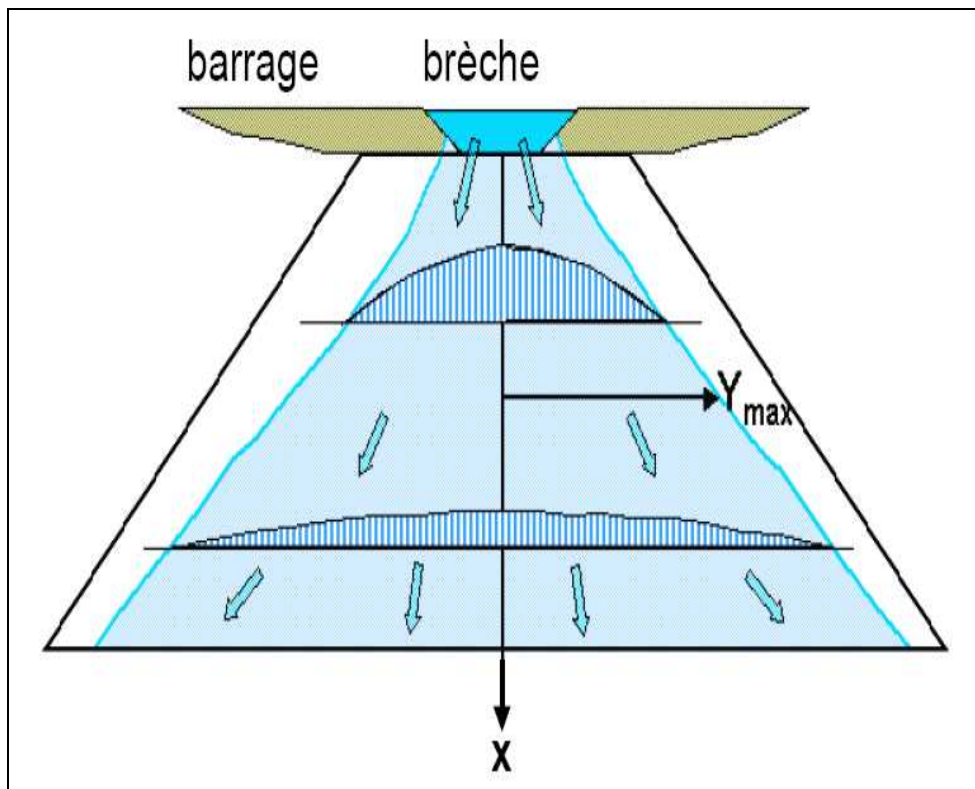


Fig. 3.2 coupe à l'aval du barrage

Tableau 3.1 Paramètre géométrique de barrage et canal aval

paramètre	
<b>Hauteur maximale en (m)</b>	65
<b>Longueur en crête en (m)</b>	126
<b>longueur du canal en (m)</b>	10000
<b>penne du canal</b>	0.01- 0.5
<b>coefficient de Manning</b>	0.05
<b>Volume de la retenue en (m<sup>3</sup>)</b>	47000000

### 3.3. Hypothèses

- L'écoulement dans le barrage est stationnaire (aux repos)
- Le canal aval du barrage sec et inclinée
- La rupture instantanée
- L'écoulement après la rupture à l'aval du barrage est torrentiel.
- Pas des apports latéraux.

### 3.4. Modèle mathématique

Les équations de Saint-Venant à une dimension, sous sa forme conservative s'écrivent :

- L'équation de continuité est donnée par

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (3.1)$$

Où  $Q$  : le débit

$S$  : La surface mouillée

- L'équation de quantité de mouvement est donnée par :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = S_f - S_e \quad (3.2)$$

Où  $U$  : est la vitesse moyenne sur une section transversale

$h$  : est la profondeur d'eau

$S_f$  : est la pente du lit

$S_e$  : est la pente énergétique

### 3.5. Résolution des équations

#### 3.5.1 Principe de la méthode des différences finis

L'Une des méthodes les plus fréquemment utilisés pour obtenir des solutions approchées des équations aux dérivées partielles est la méthode des différences finies, qui consiste essentiellement à remplacer chaque dérivée partielle par un rapport des différences entre deux valeurs immédiates.

$$\frac{\partial V}{\partial t} \approx \frac{\delta V}{\delta t}$$

Où  $\delta V$  est l'augmentation de la fonction V au cours de l'intervalle de temps  $\delta t$ .

Bien que les techniques de différences finies sont simples à programmer, y compris avec une feuille de calcul, il ya un certain nombre de difficultés, en particulier liés à des instabilités numériques Par exemple, le texte suivant schéma explicite aux différences finies est instable:

$$\frac{\partial V_i^{n+1}}{\partial t} = \frac{V_i^{n+1} - V_i^n}{\delta t} \quad \text{Schéma instable}$$

$$\frac{\partial V_i^{n+1}}{\partial x} = \frac{V_i^{n+1} - V_i^n}{2\delta x} \quad \text{Schéma instable}$$

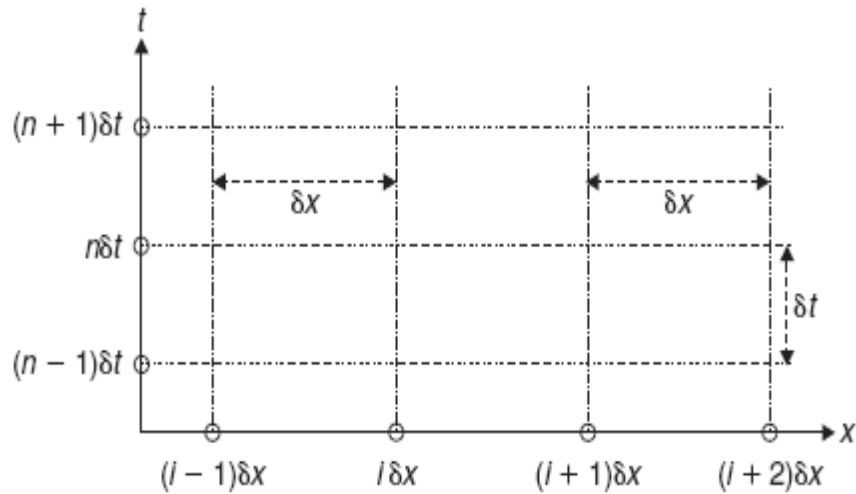


Fig. 3.2 schémas explicite de différence finis

Où l'indice i et n exposant renvoient respectivement à la direction x et axe de t (Fig.3.2). Le schéma numérique est instable pour toute valeur de  $\delta x$  et  $\delta t$ .

Le schéma suivant est explicite, stable:

$$\frac{\partial V_i^{n+1}}{\partial t} = \frac{V_i^{n+1} - \frac{V_{i+1}^n + V_{i-1}^n}{2}}{\delta t}$$

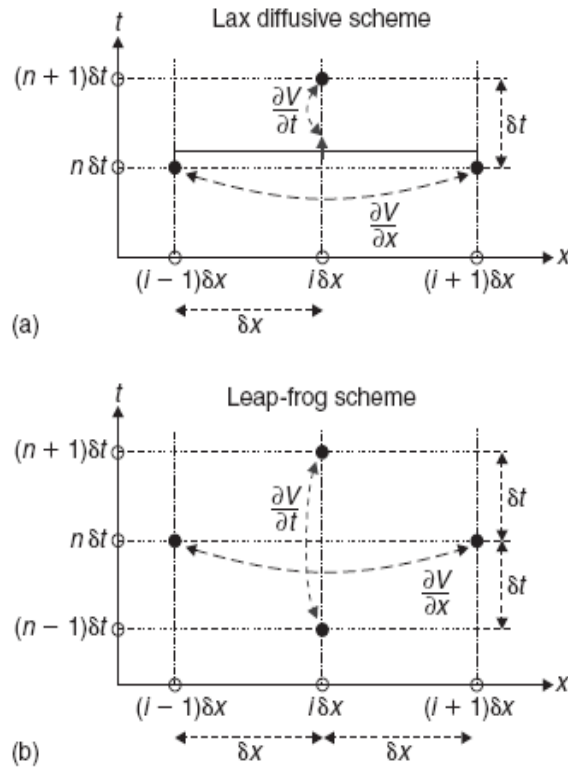
$$\frac{\partial V_i^{n+1}}{\partial x} = \frac{V_{i+1}^n - V_{i-1}^n}{2\delta x}$$

### 3.5.2 Les méthodes explicites de différence finis

Deux méthodes de différence finie explicites bien connues sont schéma de lax diffusif et la méthode de LEAP-FROG (tableaux 3.1, fig. 3.3) (Liggett and Cunge 1975). On considère le plan  $(x, t)$  voire dans la figure 3.2, des points de grille sont identifiés par l'indice inférieur  $i$  et par l'indice supérieur  $n$  pour indiquer des intervalles et des étapes de temps spatiaux respectivement. Par exemple,  $V_i^n$  est la valeur discrète de la vitesse d'écoulement à  $x = i\delta x$  de la frontière gauche pour  $x = 0$  et  $t = 0$  et  $t = i\delta t$  du temps  $t$  de condition initial où le  $t = 0$  et  $n = 0$ .

Tableau 3.2 les schémas explicites

Schémas	$\frac{\partial V_i^{n+1}}{\partial t}$	$\frac{\partial V_i^{n+1}}{\partial x}$	Remarque
Schémas explicite	$\frac{V_i^{n+1} - \left( \alpha V_i^n + (1-\alpha) \frac{V_i^n + V_i^n}{2} \right)}{\delta t}$	$\frac{V_{i+1}^n - V_{i-1}^n}{2\delta x}$	Stabilité
Lax diffusif			$0 \leq \alpha < 1$ $\frac{\delta t(V + C)}{\delta x} \leq 1$
Leap-frog	$\frac{V_i^{n+1} - V_i^{n-1}}{2\delta t}$	$\frac{V_{i+1}^{n+1} - V_{i-1}^{n-1}}{2\delta x}$	Stabilité $0 \leq \alpha < 1$ $\frac{\delta t(V + C)}{\delta x} \leq 1$



**Fig.3.3** a) schémas lax diffusif                      b) schémas leap-frog

### 3.5.3 Méthode de lax diffusif

#### 3.5.3.1 Equation de continuité et sa discrétisation

L'équation de continuité est donnée par :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (3.1)$$

Où  $Q$  : le débit

$S$  : La surface mouillée

Etant donnée que  $Q = US$  et  $dS = Bdh$ , on peut écrire :

$$\frac{\partial(US)}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = S \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial S}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

Les éléments géométriques pour un canal trapézoïdal sont présentés dans le Tableau 1.1 [17] :

$$\text{Surface mouillée : } s = (b + mh)h = bh + mh^2$$

$$\text{Largeur à la surface : } B = b + 2mh$$

Considérons maintenant la dérivée de la surface mouillée,  $S$ , par rapport à la distance,  $x$  :

$$\frac{\partial S}{\partial x} = b \frac{\partial h}{\partial x} + 2mh \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} (b + 2mh) \quad (3.4)$$

En introduisant cette relation dans éq. 3.3, on obtient :

$$(b + mh)h \frac{\partial U}{\partial x} + U(b + 2mh) \frac{\partial h}{\partial x} + (b + 2mh) \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3.5)$$

Eq. 3.5 peut être simplifiée en divisant tous les termes par la largeur à la surface libre, c.-à-d. par  $B = (b+2mh)$  :

$$\left( \frac{(b+mh)h}{(b+2mh)} \right) \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3.6)$$

Le multiplicateur du terme d'accélération,  $\partial U / \partial x$ , n'est rien d'autre que la profondeur hydraulique pour un canal trapézoïdale

$$D_h = \frac{s}{B} = \frac{(b+mh)h}{(b+2mh)} \quad (3.7)$$

Il convient de noter que pour un canal rectangulaire, c.-à-d. quand  $m = 0$  et  $b > 0$ , le rayon hydraulique est égal à la profondeur d'écoulement,  $D_h = h$ , et l'éq. 3.5 se réduit à l'éq. 3.8 présenté dans le travail.

$$h \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3.8)$$

Il est également intéressant de relever que pour un canal à section triangulaire,  $m > 0$  et  $b = 0$ , la profondeur hydraulique est égale à la moitié de la profondeur d'écoulement,  $D_h = h/2$ .

On discrétise les termes différentiels selon un schéma de discrétisation diffusif explicite

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{1}{\delta t} \left( h_i^{n+1} - \left[ \alpha h_i^n + (1 - \alpha) \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2} \right] \right)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} \approx \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2\delta x}$$

$$\frac{\partial U}{\partial x} \approx \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2\delta x}$$

Avec  $0 < \alpha < 1$  un coefficient (constant) qui contrôle la stabilité de l'algorithme : plus  $\alpha$  est choisi proche de 0, plus le schéma est diffusif, c'est-à-dire il a tendance à lisser toutes les irrégularités. Plus  $\alpha$  est proche de 1, moins il est diffusif, mais il devient instable pour  $\alpha = 1$  et a tendance à générer d'importantes fluctuations pour  $\alpha$  proche de 1.

En introduisant ces relations dans l'éq. 3.6, on obtient :

$$\begin{aligned} & \left( \frac{(b + mh_i^n)h_i^n}{(b + 2mh_i^n)} \right) \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2\delta x} + U_i^n \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2\delta x} \\ & + \frac{1}{\delta t} \left( h_i^{n+1} - \left[ \alpha h_i^n + (1 - \alpha) \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2} \right] \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.9)$$

d'où on tire une équation pour la profondeur au prochaine pas de temps,  $n + 1$ , en fonction des valeurs connues au pas de temps actuel,  $n$ .

$$\begin{aligned} h_i^{n+1} = & \alpha h_i^n + (1 - \alpha) \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2} - \frac{\delta t}{2\delta x} \left( \frac{(b + mh_i^n)h_i^n}{(b + 2mh_i^n)} \right) (U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) - \\ & \frac{\delta t}{2\delta x} (h_{i+1}^n - h_{i-1}^n) \end{aligned} \quad (3.10)$$



### 3.5.3.2 Equation dynamique et sa discrétisation

L'équation dynamique :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = (S_f - S_g) \quad (3.2)$$

Est valable pour tous les canaux prismatiques. La discrétisation de l'éq. 3.2 proposée dans le travail par le schéma de lax diffusif

$$\begin{aligned} \frac{1}{g} \frac{1}{\delta t} \left( U_i^{n+1} - \left[ \alpha U_i^n + (1 - \alpha) \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2} \right] \right) + \frac{U_i^n}{g} \left( \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2 \delta x} \right) + \left( \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2 \delta x} \right) \\ = (S_f - S_{ei}^n) \end{aligned} \quad (3.11)$$

$$S_{ei} = \frac{U_i^n U_i^n}{R_{h_i}^{n+1} \frac{4}{3}} n^2$$

Pour des canaux à section trapézoïdaux, le rayon hydraulique est

$$R_{h_i}^{n+1} = \frac{S}{B} = \frac{(b + mh_i^{n+1})h_i^{n+1}}{(b + 2mh_i^{n+1})\sqrt{1 + m^2}}$$

d'où on tire une équation pour la vitesse de l'écoulement au prochaine pas de temps,  $n + 1$ , en fonction des valeurs connues au pas de temps actuel,  $n$ .

$$\begin{aligned} U_i^{n+1} = \alpha U_i^n + (1 - \alpha) \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2} - \frac{\delta t}{2 \delta x} U_i^n (U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) - g \frac{\delta t}{2 \delta x} (h_{i+1}^n - h_{i-1}^n) + \\ g \delta t S_f - g \delta t S_{ei} \end{aligned} \quad (3.12)$$

On peut ainsi mettre à jour au temps  $n+1$  les valeurs de  $u$  et  $h$  en tout point de la grille sauf à ses extrémités :  $(u_1^{n+1}, h_1^{n+1})$  et  $(u_{N+1}^{n+1}, h_{N+1}^{n+1})$  doivent être fixés indépendamment par des conditions aux limites.

Pour une solution numérique stable en utilisant le schéma explicite, il est toujours nécessaire, mais pas suffisant, de respecter la condition de stabilité de Courant partout dans le domaine de solution. Cette condition est exprimée par :

$$\frac{\delta t}{\delta x} (u + c) < 1, \text{ avec } c = \sqrt{gh}$$

L'expérience montre que, le pas de temps,  $\Delta t$ , pour obtenir une solution stable avec un schéma numérique explicite doit être plus petit que 20% de la valeur indiquée par la condition de stabilité de Courant. Le lecteur est encouragé à lancer le même problème avec différents pas de temps et d'espace afin de se faire une idée sur le problème de la stabilité.

### 3.6. Conditions initiales et aux limites

#### 3.6.1 Conditions initiales

On suppose que avant la rupture de barrage l'eau initialement au repos, la profondeur d'eau en amont de barrage est de la hauteur de l'eau dans le barrage et il n'ya pas d'eau en aval du barrage, la vitesse a été initialisée par une valeur nulle :

$$\text{A l'extrémité amont : } h(x, 0) = h$$

$$\text{A l'extrémité aval : } h(x, 0) = 0$$

$$U(x, 0) = 0$$

Les conditions aux limites sont appliquées à toutes les frontières externes du domaine de calcul.

#### 3.6.2 Condition d'entrée

Pour les écoulements torrentiels, deux conditions sont nécessaires en amont parce que l'effet en aval ne peut pas se propager vers l'amont.

A la limite amont le débit est connu pour chaque instant de temps,  $t$ . en admettent que : On connaît l'hydrogramme de crue, c.-à-d. le débit en fonction du temps. Le débit au pas de temps  $n+1$ , est donné par la forme de l'hydrogramme imposé à l'entrée .Dans le cas présent, l'hydrogramme est triangulaire On le décrira par interpolation linéaire.

$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h_{i+1}^n - h_i^n}{\delta x}$ , donc l'équation (3.6) pour la profondeur est modifiée, pour ne contenir que des termes avec les indices i et i+1 devient [17]:

$$h_i^{n+1} = h_i^n + \frac{\delta t}{\delta x} [U_i^n (h_i^n - h_{i+1}^n) + h_i^n (U_i^n - U_{i+1}^n)]$$

La profondeur d'eau au pas de temps n+1 étant calculée, la vitesse peut ensuite être obtenue par :

$$\frac{\delta h}{\delta x} = \frac{h_{i+1}^n - h_i^n}{\delta x}$$

Où

$S_i^{n+1}$  : La surface mouillée, correspondant à la profondeur  $h_i^{n+1}$ , est calculée selon la forme de la section du canal

### 3.6.3 Condition de sortie

Pour l'extrémité aval du canal, on peut admettre une section de contrôle, par exemple la profondeur critique,  $h_c$ , ou une jonction avec un autre canal.

Après la discrétisation des équations gouvernantes du problème, un programme en fortran est réalisé pour les résoudre. Les résultats obtenus seront discutés dans le chapitre suivant.

### 3.6.4. Structure du programme en fortran 90 :

Le programme en fortran 90 utilisant le schéma explicite de lax diffusive décrit ci devant est présenté dans les pages qui suivent, le programme a une structure modulaire. Il est composé d'un programme principal et de plusieurs sous-programmes, chacun exécutant une tâche bien définie. L'organigramme du programme présenté à la figure.3.5 montre les liaisons entre les différents modules. Une description complète de toutes les variables se trouve au début du programme principal.

Le programme principal ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE contrôle le déroulement de l'ensemble du programme en appelant trois sous-programmes :

Le sous-programme LIRE, comme son nom l'indique, est destiné à lire les données du problème en questionnant l'utilisateur. Il calcul le débit max au moment de la rupture selon la formule de Ritter.

Le sous-programme INITIAL, comme son nom l'indique, attribue les conditions initiales à tous les nœuds au temps  $t=0$  et les attribue à tous les nœuds en remplissant les premières lignes des quatre matrices H, Q, U et C.

Le sous programme CALCUL contrôle le déroulement des calculs l'écoulement générée par la rupture du barrage selon le schéma explicite. Ce sous programme avance le temps T par des incréments, DT, constants. Il appelle cinq autres sous programmes pour exécuter les différentes taches

Le sous programme TITRES est appelé une seule fois tout au début pour écrire les titres et les données du problème sur les fichiers de sortie.

Le sous programme QENTRE calcule le débit entrant à l'amont selon l'hydrogramme triangulaire spécifié.

Le sous programme AMONT reprend la valeur du débit calculée par le sous programme QENTRE et calcule la profondeur et la vitesse pour le nœud  $I=1$ .

Le sous programme INTER calcule la profondeur, le débit, la vitesse et la célérité de l'onde aux nœuds de  $I=2$  à  $I=NN-1$ , où NN est le nombre total de nœuds.

Le dernier sous programme AVAL, comme son nom l'indique, calcule la profondeur, le débit et la vitesse au nœud  $I=NN$ .

A la fin de chaque pas de temps, le programme CALCUL remplace les valeurs du pas de temps précédent par les valeurs qui viennent d'être calculées.

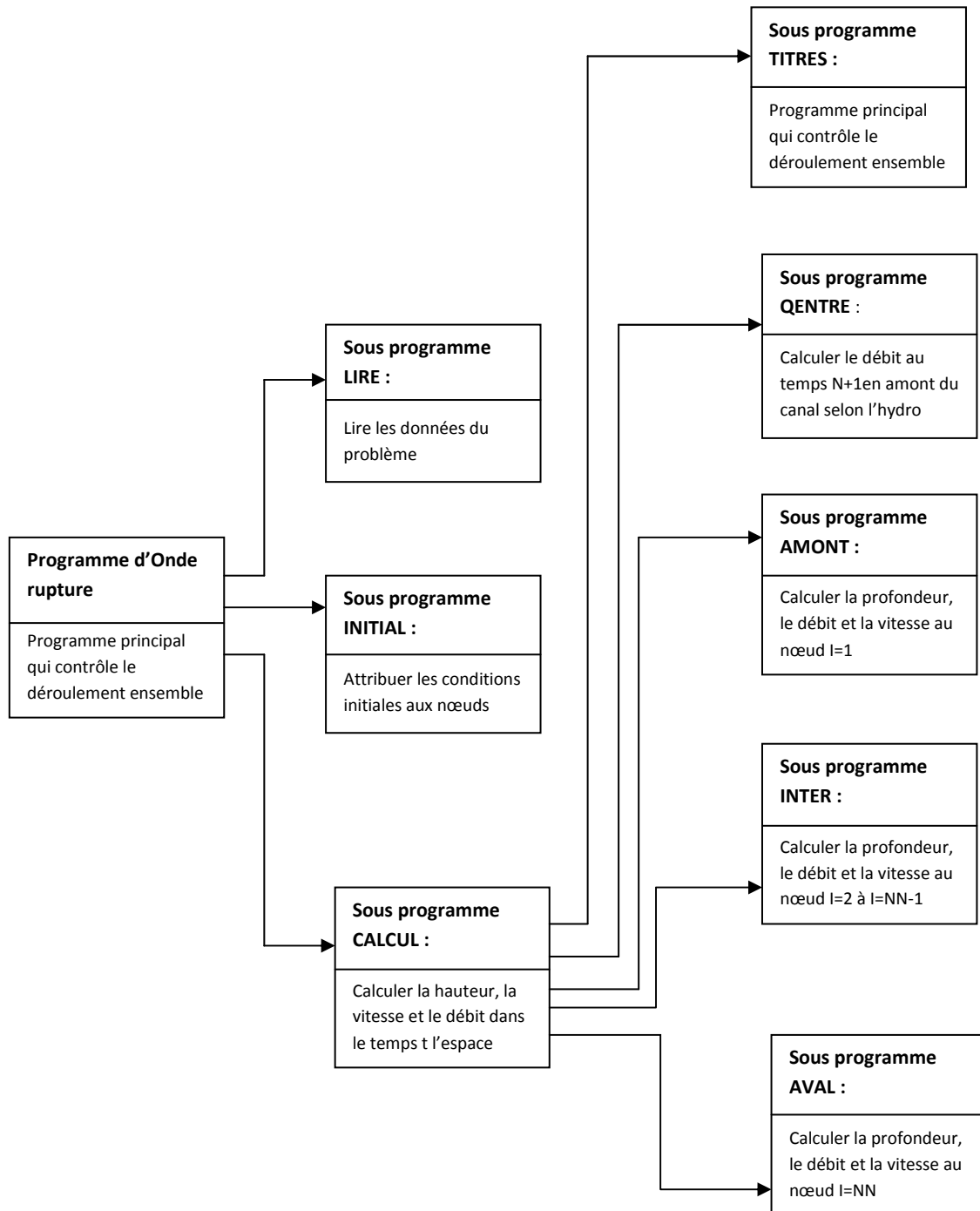
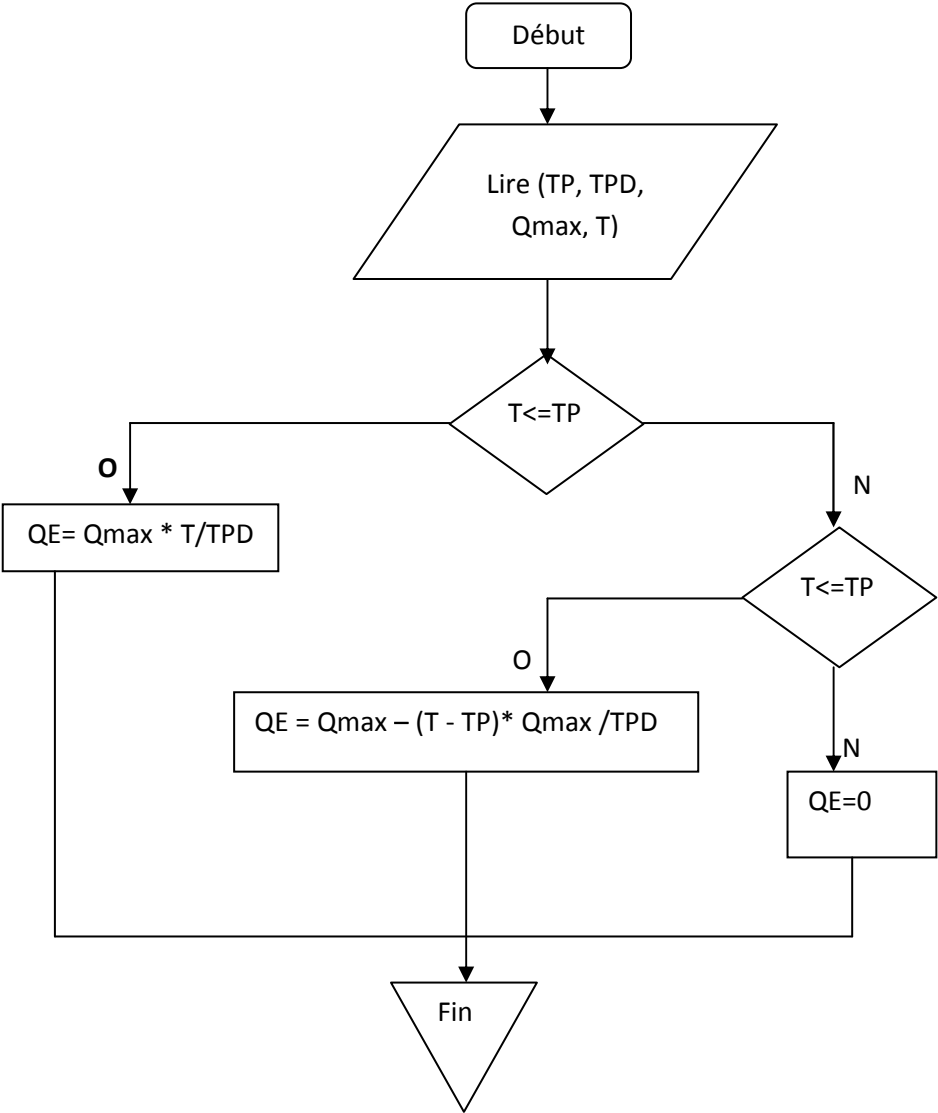
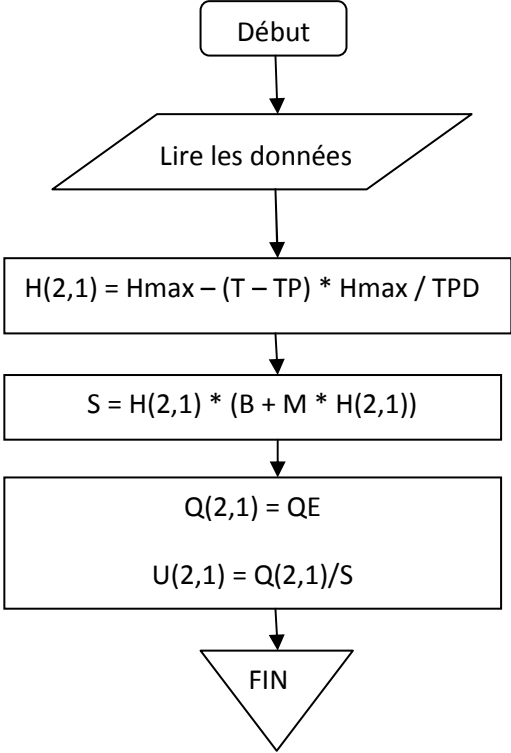


Fig. 3.5 Organigramme de calcul

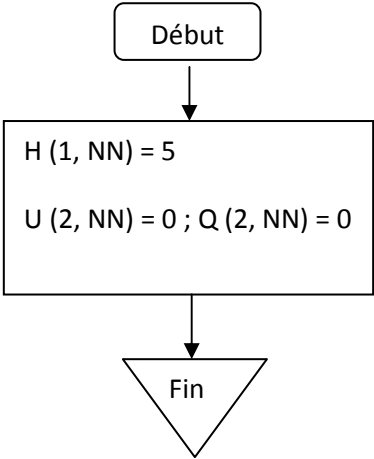
3.6.4.1 Sous programme pour calcul de débit entrant



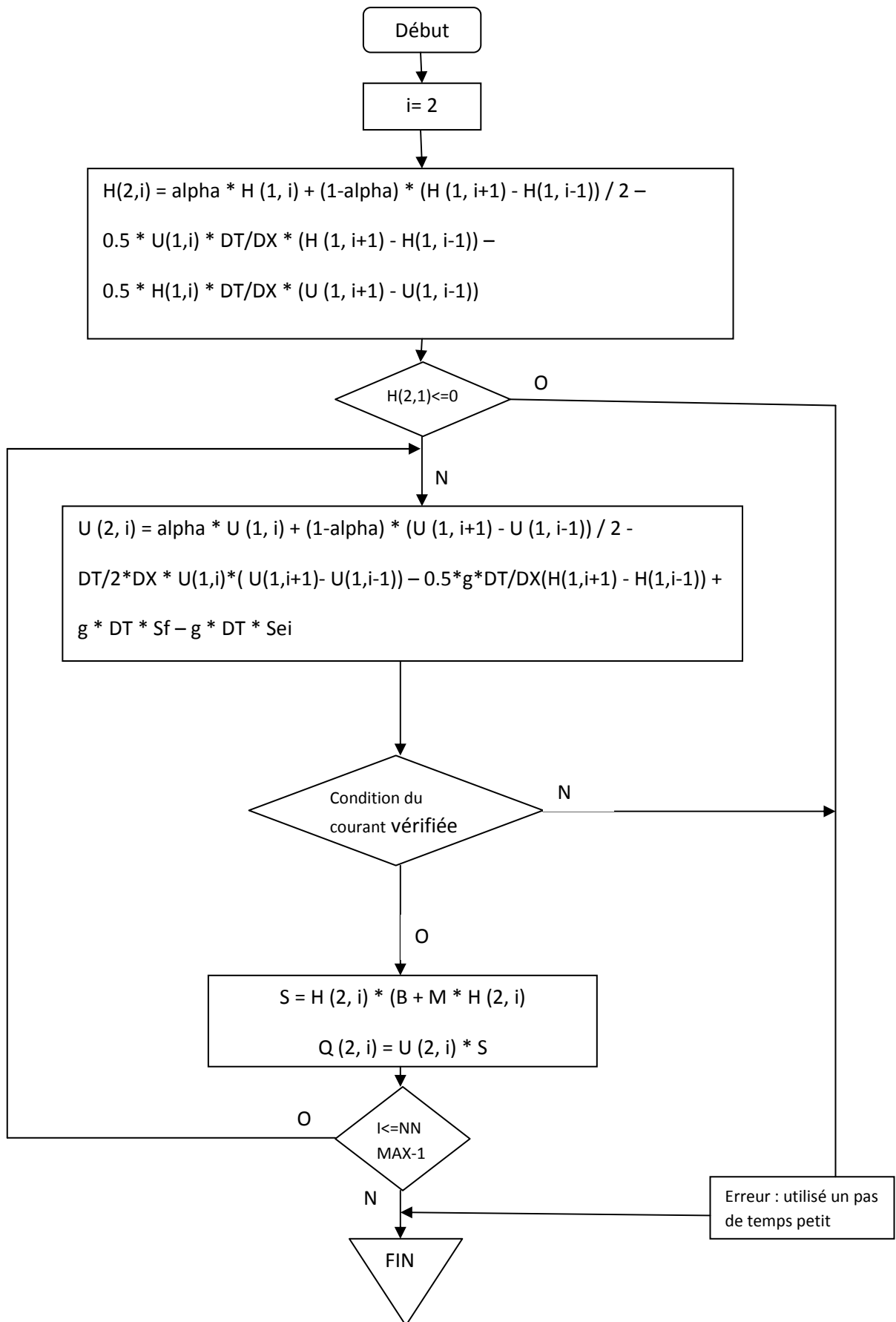
3.6.4.2. Sous programme pour calcul la limite amont :



3.6.4.3 Sous programme pour calcul la limite aval :



3.6.4.4. Sous programme pour les points intérieurs





# CHAPITRE IV

## Résultats et discussion

## CHAPITRE IV

### RESULTATS ET DISCUSSION

#### Introduction

Lors d'une rupture de barrage, une onde se propage à l'aval le long du canal pouvant entraîner des submersions importantes. Le programme de calcul « Rupture Barrage » que nous avons élaboré en FORTRAN vise à donner un ordre de grandeur des niveaux atteints dans un tel canal.

Les informations qui sont fournies au programme « Rupture Barrage » sont la hauteur d'eau dans le barrage ainsi que la largeur de ce dernier, la longueur, la pente et la rugosité du canal qui permettent d'estimer le débit, la vitesse, la hauteur ainsi que la célérité de l'onde aux différents points du canal que l'utilisateur peut choisir pour obtenir les résultats. Le programme « Rupture Barrage » est adapté aux ruptures instantanées. L'utilisateur doit donc fournir le débit maximal au droit du barrage. Dans le cas qui nous concerne nous avons préféré la formule de Ritter et Froehlich pour l'estimation du débit maximal de rupture pour la forme rectangulaire de la brèche de rupture.

#### 4.1. Application sur le barrage de Foum El Gherza

##### 4.1.1. Situation géographique

L'impact d'une éventuelle rupture du barrage Foum el Gherza wilaya de Biskra.

Le bassin versant Oued El Abiod est situé dans le massif des Aurès. Il fait partie du grand bassin hydrologique de Chott Melghir qui se compose de trois principaux oueds : oued El Abiod ; oued Chenawra et oued Tkout formant par leur confluence oued Ghassira. Oued El Abiod est formé par la réunion des torrents descendants des raides pentes de Chelia (2326m) et Ichemoul (2100m). Après avoir traversé Tighanimine, il s'encaisse dans les canyons de Rhoufi et les gorges de Mchouneche, puis s'ouvre une voie vers la plaine Saharienne jusqu'aux gorges de Foum el Gherza. Le bassin versant est caractérisé par sa dissymétrie, une partie

montagneuse au Nord à plus de 2000 m (Chelia) et une autre basse au Sud (295m El Habel). Il s'étale sur une superficie de 1300 Km<sup>2</sup> circonscrite par un périmètre de 200 Km.



**Fig. 4.1** Présentation du bassin versant Oued El Abiod

### Caractéristiques générales du barrage

Le barrage Foum el Gherza Il a une hauteur de 65 m et une capacité de 47.000.000 m<sup>3</sup>.

- Hauteur maximale 65 m.
- Longueur en crête 609.7m.
- Largeur en crête 126 m.

### Caractéristique du canal

- longueur du canal égale à 10000 m.
- pente du canal égale à 0.01-0.5.

- coefficient de Manning égale à 0.05

### **Données hydrauliques**

Conditions initiales : à l'instant  $t=0$ , le débit est nul correspondant il n'est pas d'eau dans la rivière.

Conditions aux limites : à l'amont est pris un hydrogramme de crues dans la rivière. A l'aval est prise la pente naturelle de la rivière.

### **La formule de Froehlich a donnée**

- $Q_{max} = 19700.17 \text{ m}^3/\text{s}$  (débit maximum)

Cette formule est très nouvelle et le nombre de cas réels étudiés est très grand.

Résultats

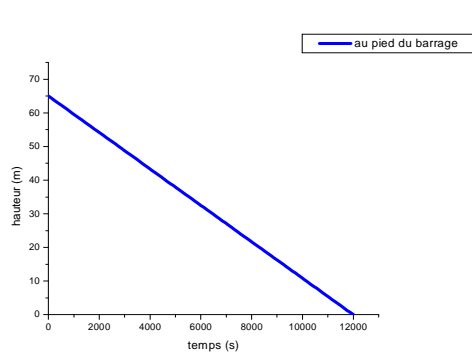


Figure 4.1 variation de la hauteur au pied du barrage

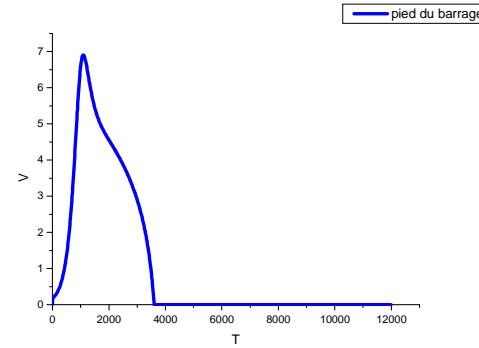


Figure 4.2 variation de la vitesse au pied du barrage

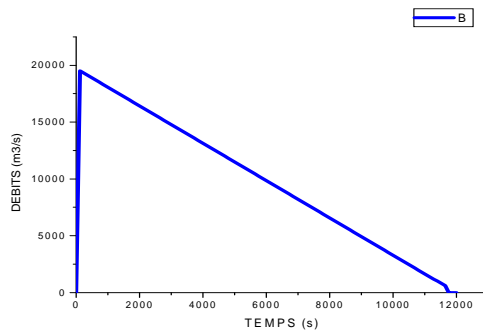


Figure 4.3 variation du débit au pied du barrage

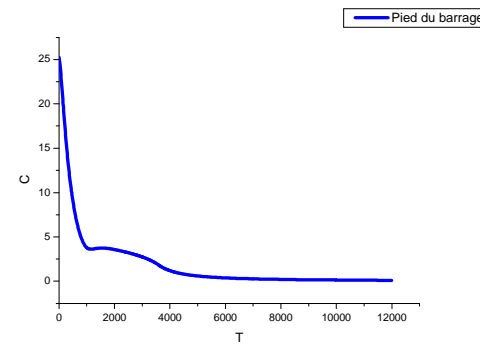


Figure 4.4 variation de la célérité au pied du barrage

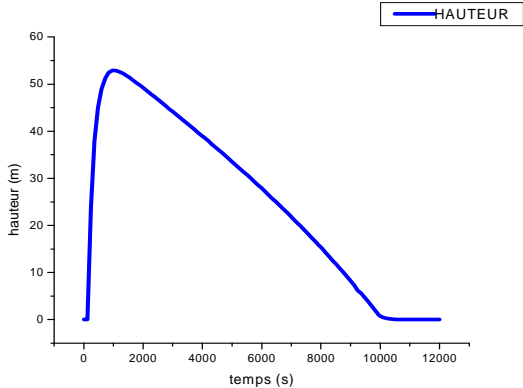


Figure 4.5 variation de la hauteur à x = 5000 m

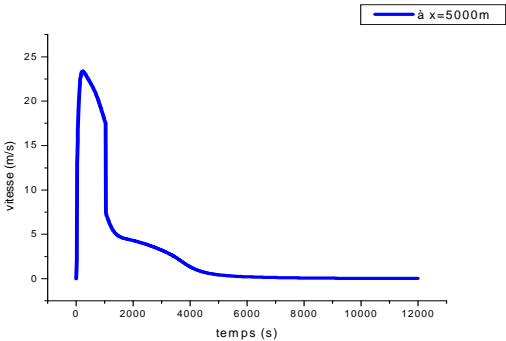


Figure 4.6 variation de la vitesse à x=5000 m

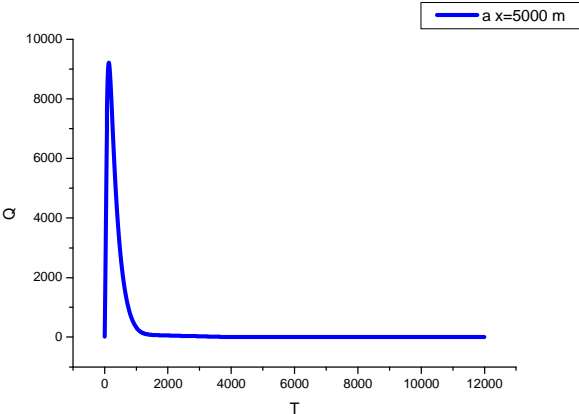


Figure 4.7 variation de débit à x= 5000 m

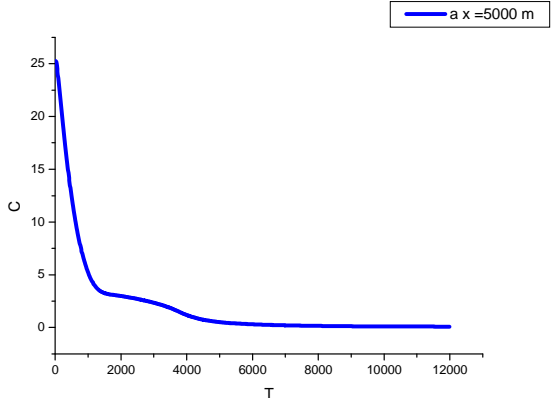


Figure 4.8 variation de célérité à x= 5000m

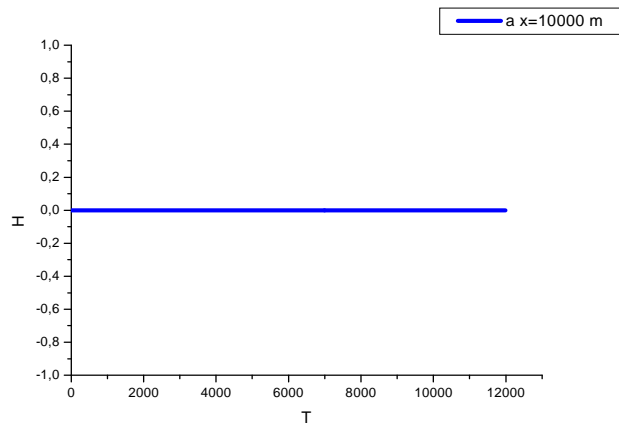


Figure 4.9 : variation de la hauteur à  $x= 10000$  m

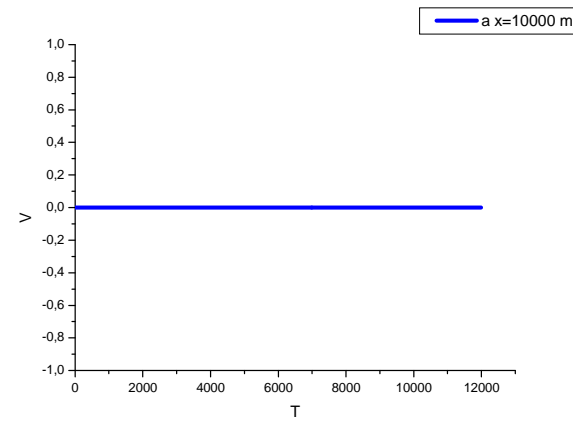


Figure 4.10 : variation de la vitesse à  $x= 10000$  m

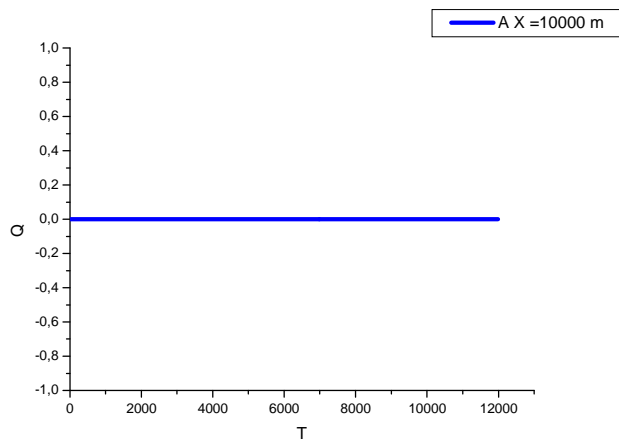


Figure 4.11 : variation de débit à  $x= 10000$  m

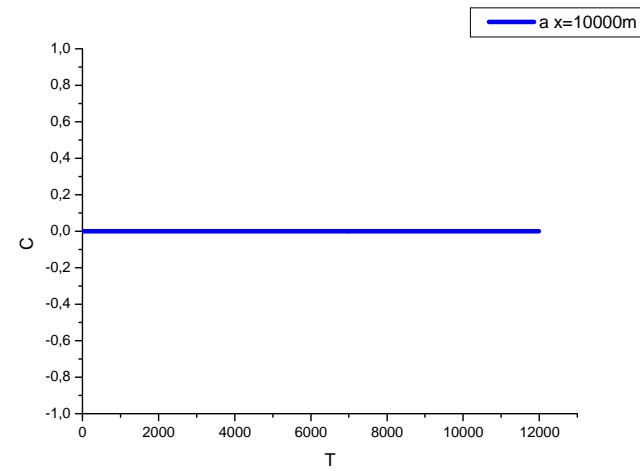


Figure 4.12 : variation de la célérité à  $x= 10000$ m

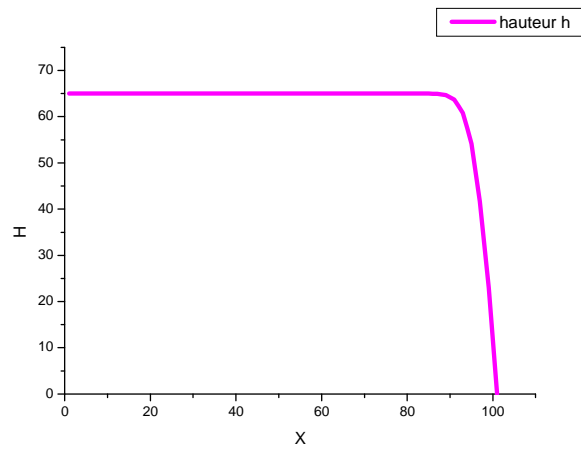


Figure 4.13 : variation de la hauteur à 2 s

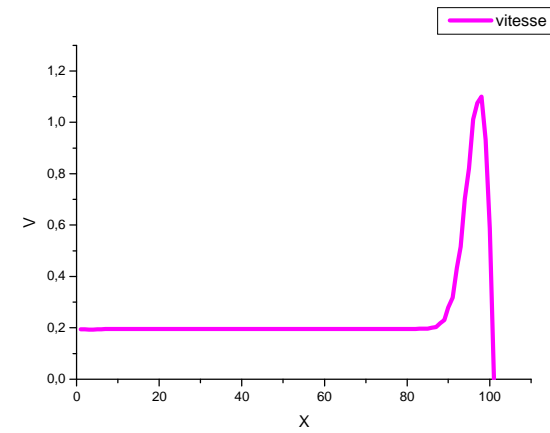


Figure 4.14 : variation de la vitesse à 2 s

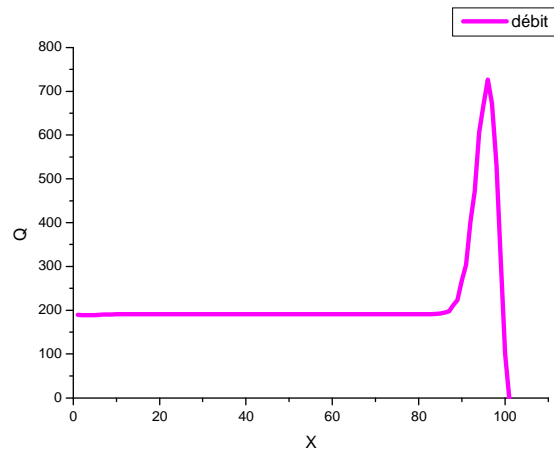


Figure 4.15 : variation de débit a 2 s

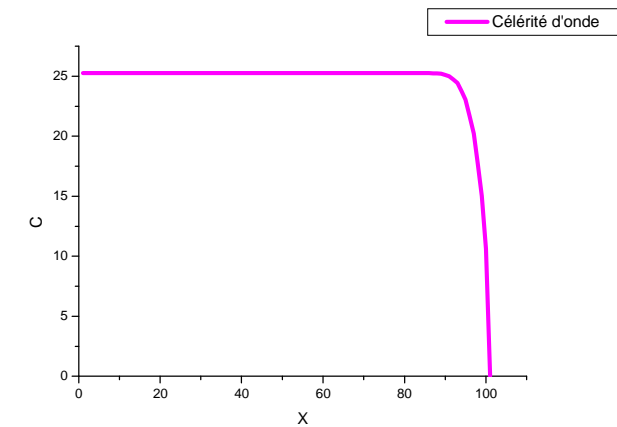


Figure 4.16 : variation de la célérité à 2 s



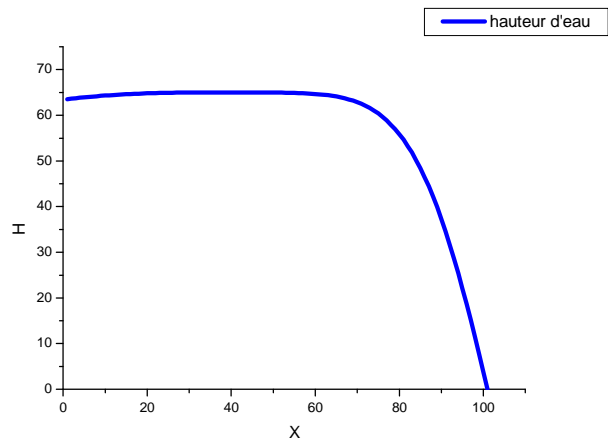


Figure 4.17 : variation de la hauteur à 20 s

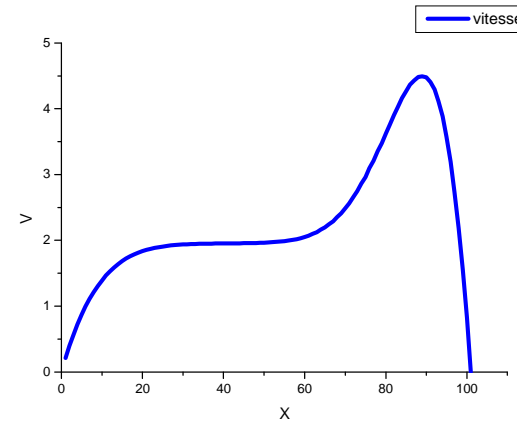


Figure 4.18 : variation de la vitesse à 20 s

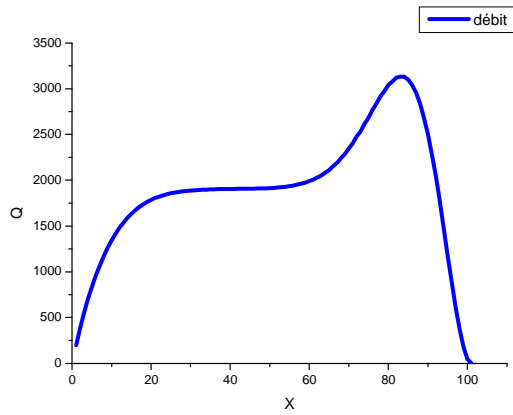


Figure 4.19 : variation de débit à 20 s

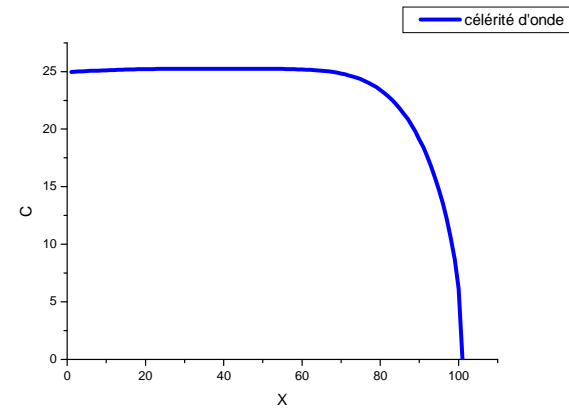


Figure 4.20 : variation de la célérité à 20 s

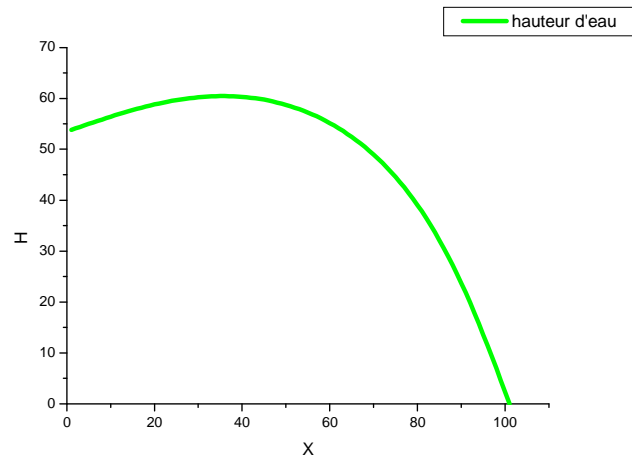


Figure 4.21 : variation de la hauteur à 80 s

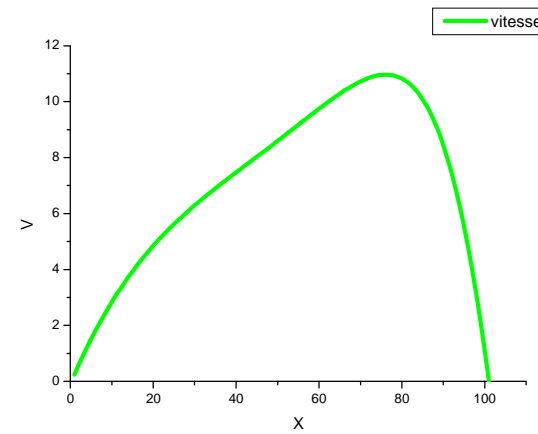


Figure 4.22 : variation de la vitesse à 80 s

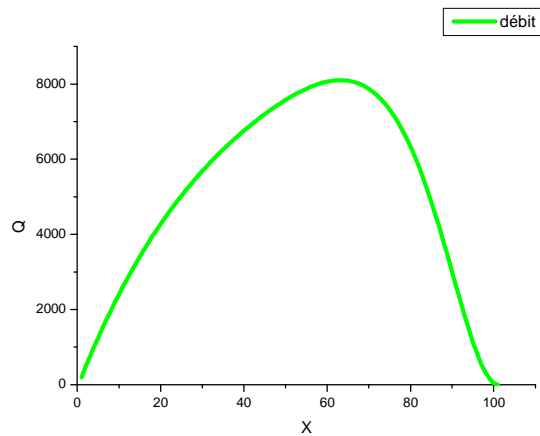


Figure 4.23 : variation de débit à 80 s

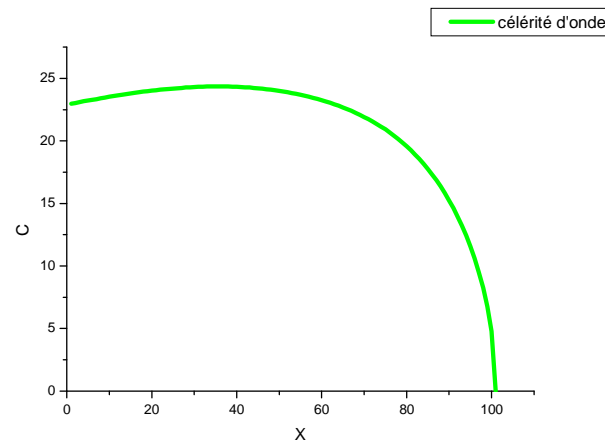


Figure 4.24 : variation de la célérité à 80 s

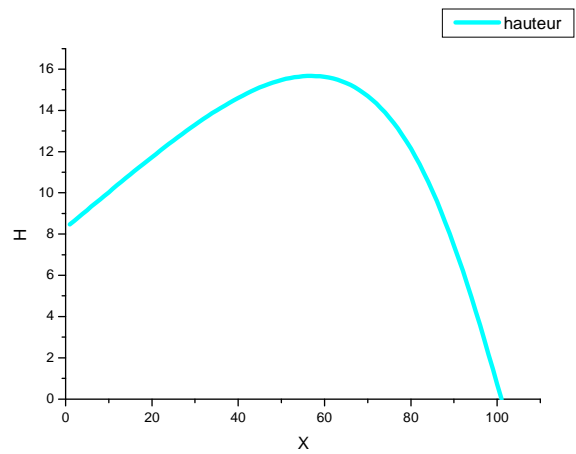


Figure 4.25 : variation de la hauteur à 5000 s

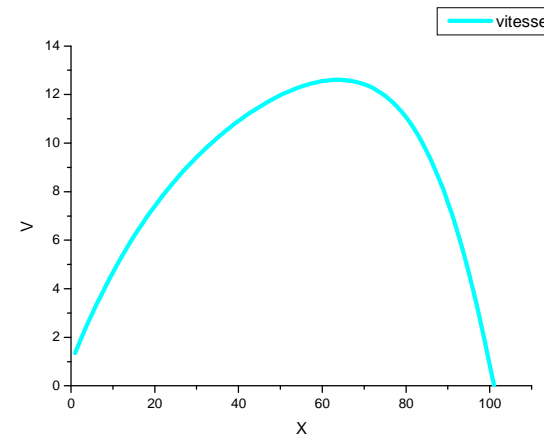


Figure 4.26 : variation de la vitesse à 5000 s

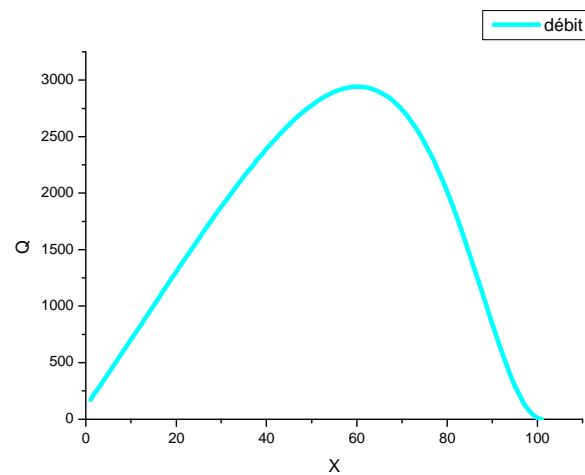


Figure 4.27 : variation de débit à 5000 s

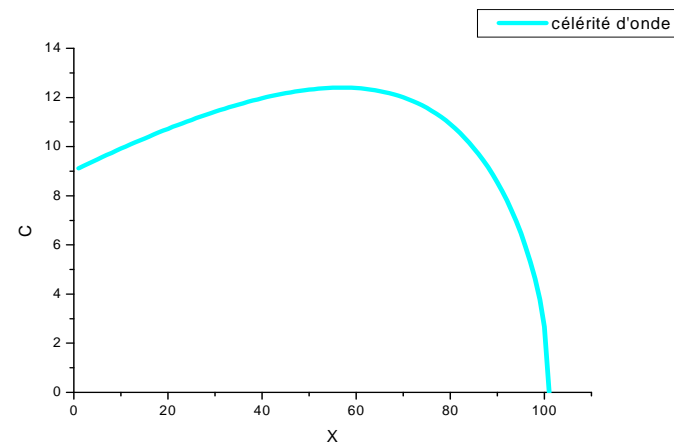


Figure 4.28 : variation de la célérité à 5000 s

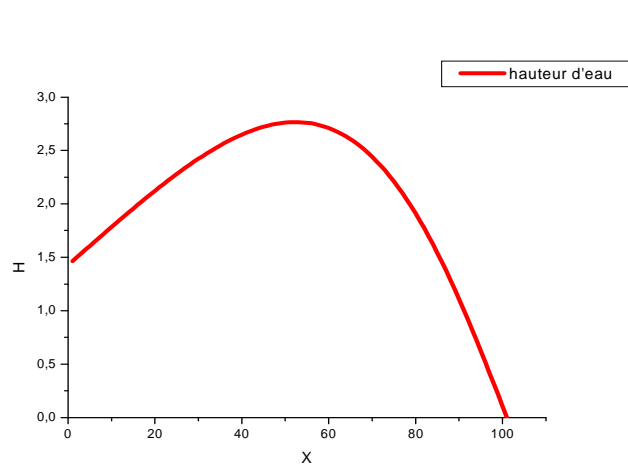


Figure 4.29 : variation de la hauteur à 1000 s

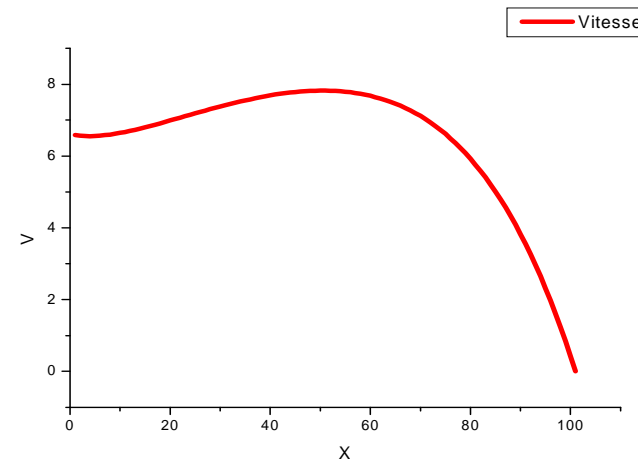


Figure 4.30 : variation de la vitesse à 1000 s

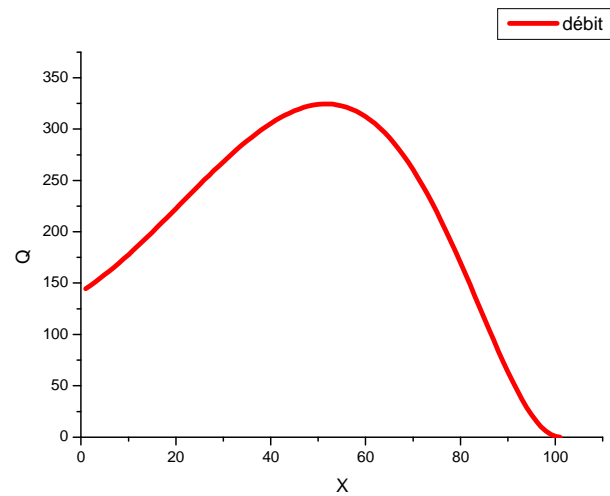


Figure 4.31 : variation de débit à 1000 s

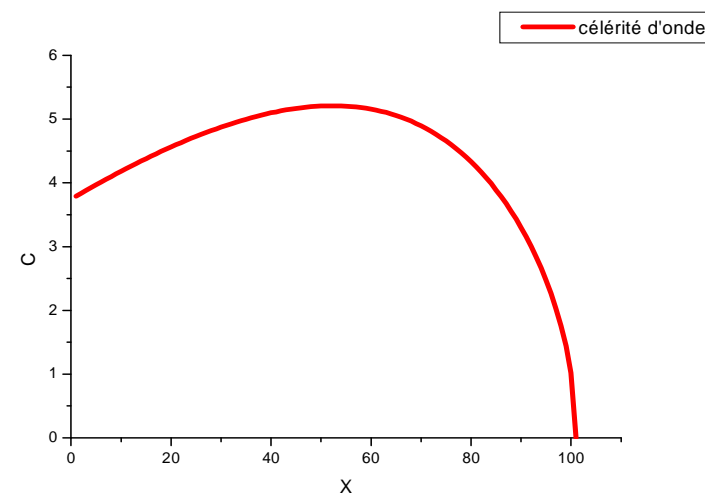


Figure 4.32 : variation de la célérité à 1000 s

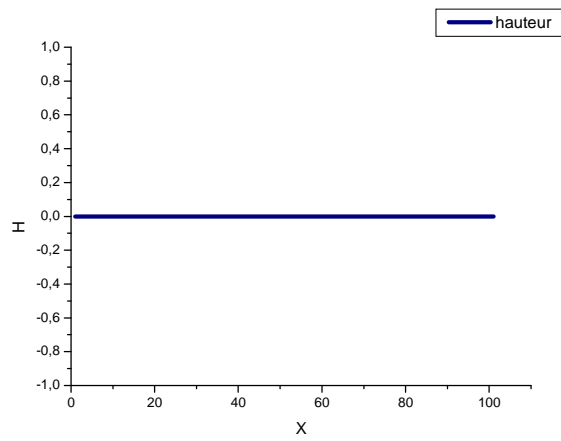


Figure 4.33 : variation de la hauteur à 10000 s

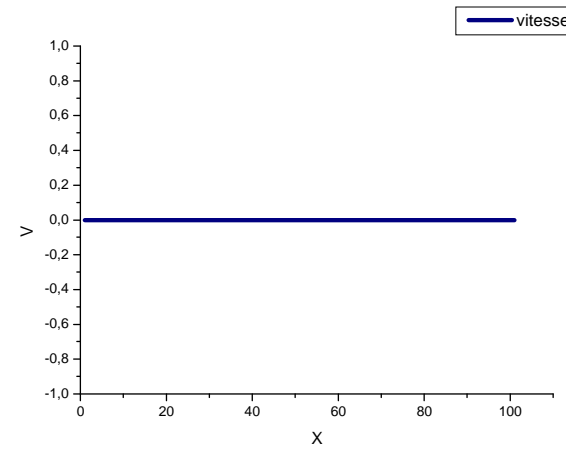


Figure 4.34 : variation de la hauteur à 10000 s

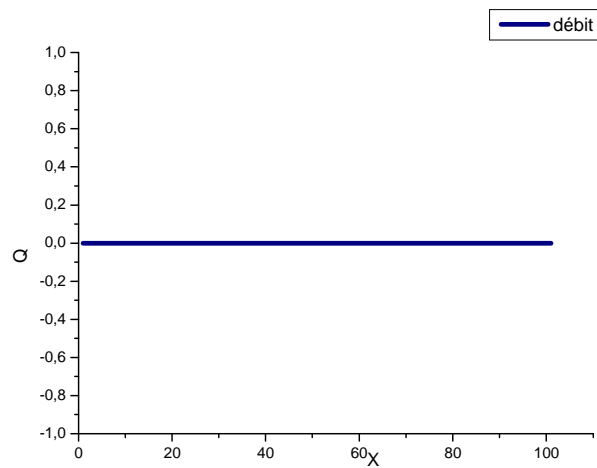


Figure 4.35 : variation de la hauteur à 10000 s

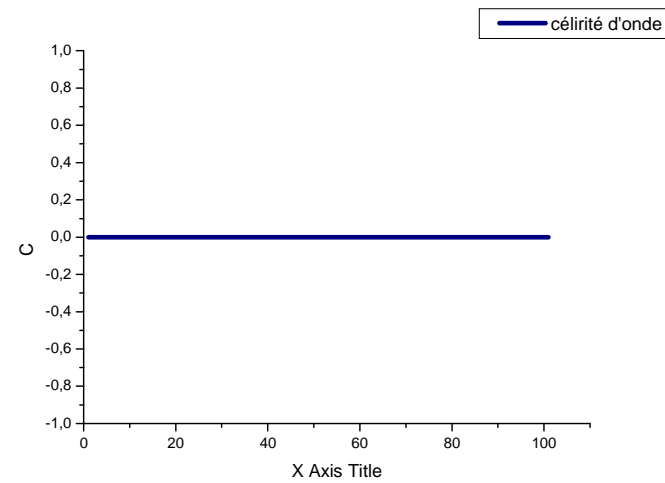


Figure 4.36 : variation de la hauteur à 10000 s

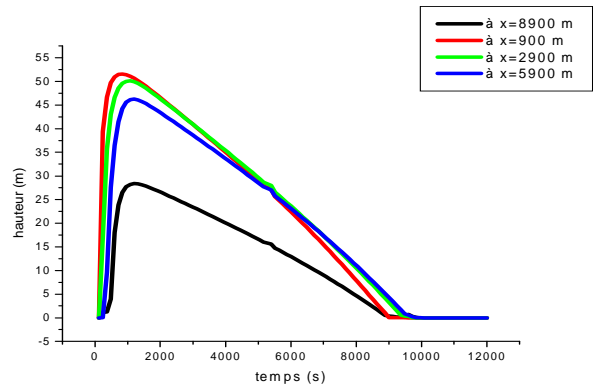


Figure 4.37 : Atténuation de la hauteur d'eau à 1000 s

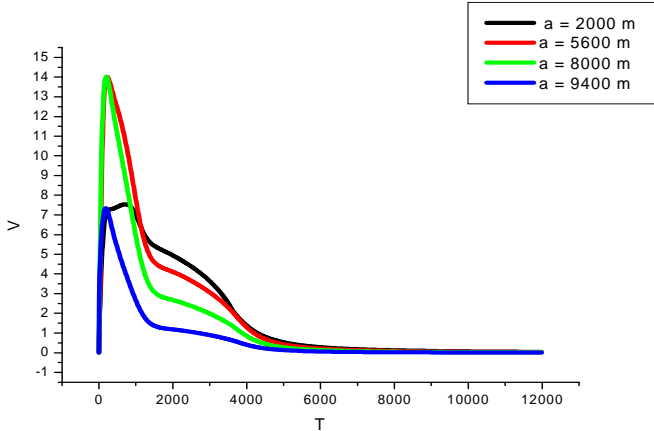


Figure 4.38 : Atténuation de la vitesse à 1000 s

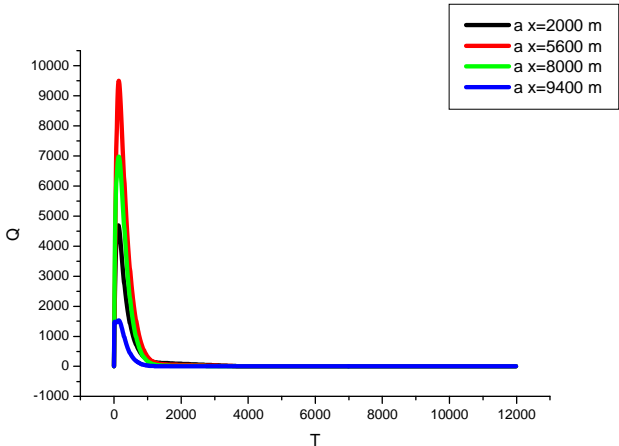


Figure 4.39 : Atténuation de débit à 1000 s

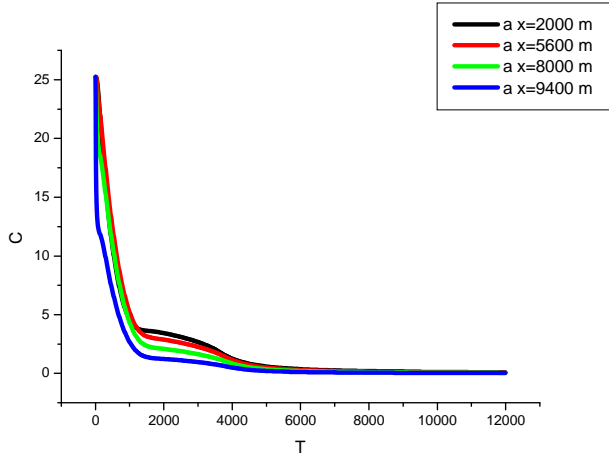
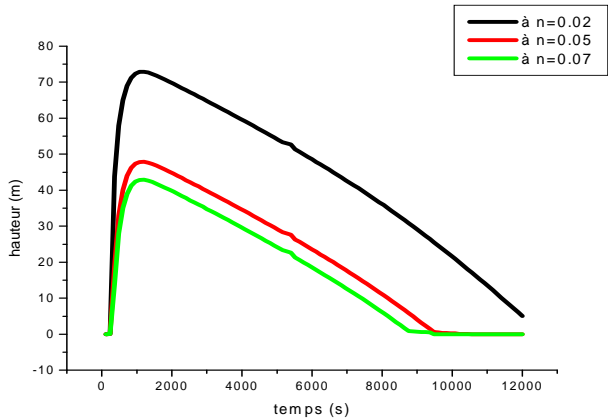


Figure 4.40 : Atténuation de la célérité à 1000 s



4.41 : influence de n sur la hauteur à x= 5000 m

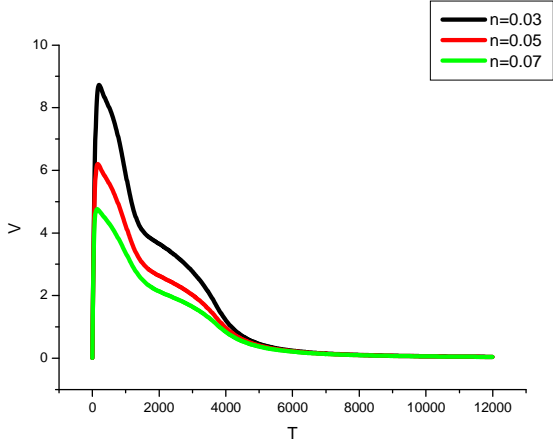


Figure 4.42 : influence de n sur la vitesse à x= 5000 m

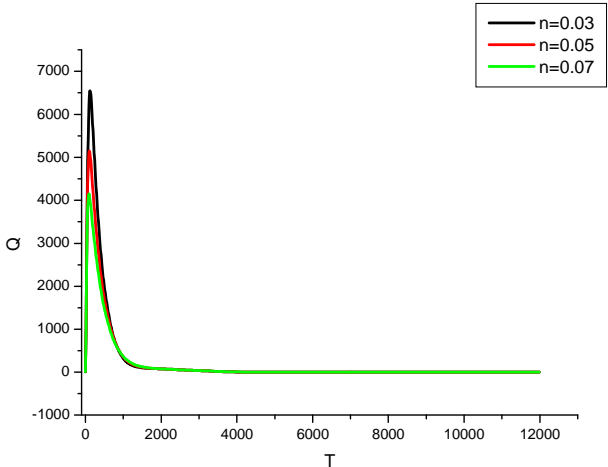


Figure 4.43 : influence de n sur le débit à x= 5000 m

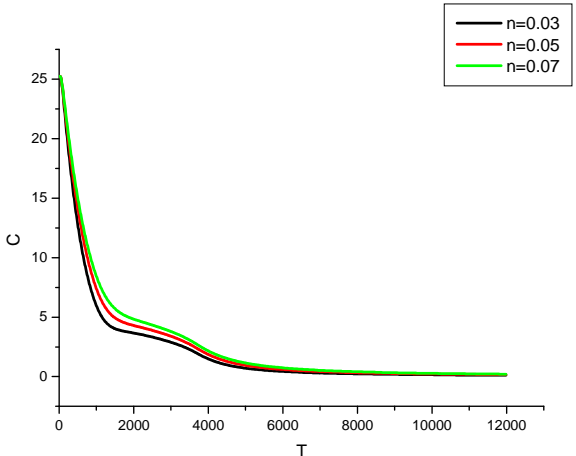


Figure 4.44 : influence de n sur la célérité à x= 5000 m

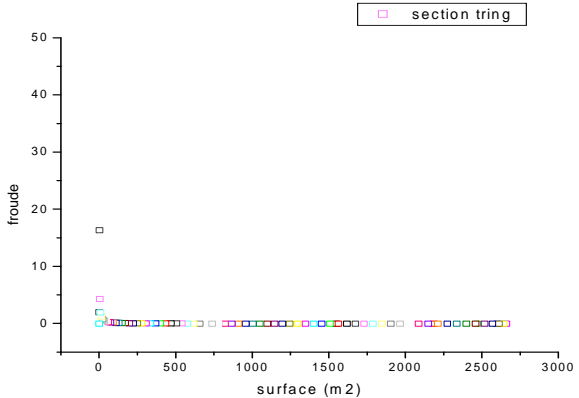


Figure4.45 : variation de Froude sur la surface trin

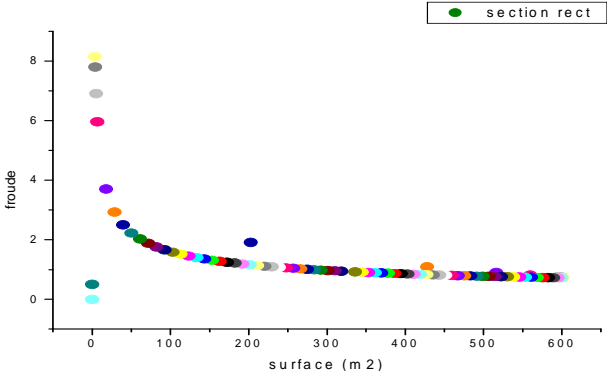


Figure4.46 : variation de Froude sur la surface rect

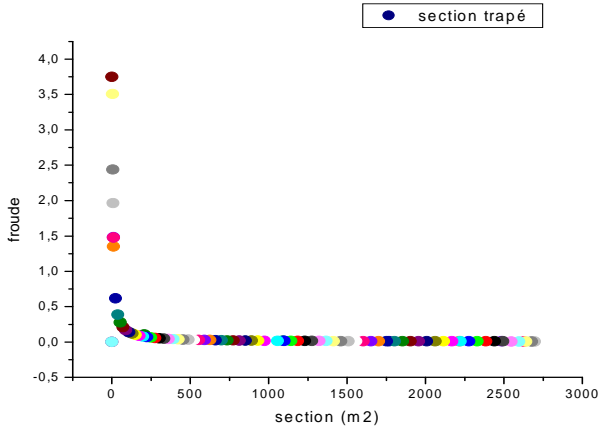


Figure4.47 : variation de Froude sur la surface trapè

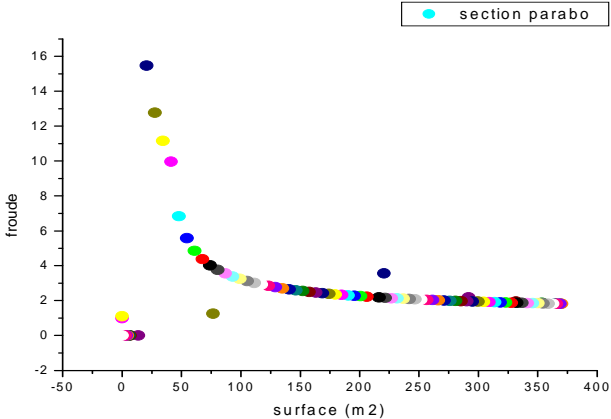


Figure4.48 : variation de Froude sur la surface parab



## 4.2. Interprétation des résultats

Au vu des résultats obtenus à l'aide du programme de calcul élaboré en FORTRAN, le barrage peut constituer, en cas de rupture, un réel danger pour toutes les infrastructures de quelque type que ce soit et potentiellement pour les populations qui se trouvent à l'aval du barrage. L'approche de la problématique la plus précise, nécessitant le moins de données sur les crues du à la rupture est celle qui repose sur la modélisation numérique des équations de St Venant. Dans ces équations, les inconnues étant la vitesse et la hauteur d'eau, et pour réaliser la modélisation mathématique, nous avons procédé par le découpage du canal étudié en plusieurs sections de calcul, et grâce au schéma numérique utilisé, en l'occurrence la méthode des différences finies, on a remplacé le système aux dérivées partielles par un système algébrique qui nous a permis de calculer des valeurs approchées des vitesses et des hauteurs d'eau, des débits et des célérités des ondes de rupture.

Dans la présente étude, relative à une rupture instantanée, et comme le montre les figures ci-dessus notamment celles des hauteurs, des vitesses ou des débits (fig.4.1 jusqu'à 4.48), ainsi que la célérité des ondes et compte tenu de l'inclinaison du radier de la rugosité des parois et des hauteurs de remplissage induisant des charges dynamiques variables, au temps  $t = 1390.1$  s et au pied du barrage étudié, la zone aval se trouve brusquement submergée. La hauteur d'eau et le débit atteignent des valeurs respectives de 45.21m et 19100.17 m<sup>3</sup>/s, la vitesse est de l'ordre de 7.980 m/s, la célérité de l'onde quand à elle, atteint une valeur de 21.06 m/s, ce qui traduit le caractère très violent et énergétique de l'écoulement dont les conséquences sur la forme du canal seront irréversiblement très dévastatrices. En effet les valeurs du nombre de Froude sont très élevées, atteignant presque 20 (voir fig. 4.45 jusqu'à 4.48).

A la distance  $X = 5000$  m et au temps égal à 1590.1 s, nous observons une très forte augmentation des débits, des vitesses et des hauteurs au début de la rupture. Cette diminution s'explique par l'effet du frottement des parois ayant engendrées une perte de charge relativement importante. Enfin au temps  $t = 3.33$  heures et à la distance  $x = 10000$  m tous les paramètres hydrauliques de l'écoulement prennent des valeurs nuls par le fait de la perte de puissance hydraulique de l'écoulement. Les niveaux d'eau calculés en tous points à l'aval du barrage dépendent particulièrement du facteur de résistance utilisé, en l'occurrence le coefficient de Manning  $n$  pour

caractériser le lit actif du canal (fig. 4.41 jusqu'à 4.44). Plus la résistance à l'écoulement et les pertes de charge linéaires et locales sont importantes plus la vitesse de propagation de la crue diminue entraînant par conséquent un niveau d'inondation plus élevé et une érosion plus importante.

Il convient de noter que les résultats des simulations obtenus sont dépendants de la condition frontière utilisée à la limite du domaine qui est  $Q_{\max}$  de la rupture obtenu par la formule de Ritter et Froehlich.

Les simulations réalisées sur les écoulements générés par une rupture possible du barrage de Fom el Gherza, et compte tenu de leur énergie dynamique semblent indiquer que la propagation de la crue résultante s'accompagne toujours d'un arrachement et d'un transfert de sédiments majeurs dans certaines parties du canal aval engendrant des modifications physiques importantes dans la géométrie du canal. Dans les zones à pentes faibles ou nulles donc favorables au dépôt des matériaux charriés puisque la puissance hydraulique décroît, les niveaux d'eau maximaux observés et calculés sont dus particulièrement aux rehaussements du fond du canal. La stabilité et la sécurité des ouvrages hydrauliques ainsi que du comportement des réservoirs sont fortement dépendant du calcul de la propagation de l'onde de rupture en aval de ces ouvrages. Pour le schéma de rupture initialement retenu c'est-à-dire une rupture instantanée, celui-ci permet de dresser un portrait hydraulique des crues de rupture que l'ouvrage pourrait engendrer. Ce schéma nous a fourni une grande quantité d'information, qui concerne les écoulements instationnaires, calculés en plusieurs points du canal à l'aval du barrage de Boukerdoune. La durée des simulations peut atteindre des heures si l'on veut atteindre le vidange totale de la retenue pour connaître le moment où la situation hydraulique aura retrouvé la normalité, du moins en apparence.

Les ondes de rupture comme l'indique les (fig.4.1 jusqu'à 4.48.) s'atténuent progressivement en se déplaçant du pied aval du barrage, c'est-à-dire à la distance  $x = 2653\text{m}$ , atteignant aux temps  $t = 2000\text{s}$  la valeur maximale de hauteur est  $35\text{m}$ , pour aller complètement s'éteindre en fin de parcours à  $x = 10000\text{ m}$ . Les autres caractéristiques hydrodynamiques de l'écoulement subissent elles aussi le même processus à savoir une diminution à la sortie du barrage et une extinction totale à la fin.

### 4.3. Conclusion générale

Les études de rupture constituent des éléments fondamentaux de l'analyse de sécurité d'un barrage. Elles fournissent un portrait assez précis des écoulements qui doivent se propager vers l'aval, des zones d'inondation réceptrices des ondes de rupture et du temps que devrait faire cette onde pour arriver aux zones dont l'inondation pourrait engendrer des conséquences très dommageables. Elles visent à permettre la réalisation d'ouvrages de protection du type endiguement faisant en sorte que les crues générés par la rupture ne modifient pas la géométrie du canal à Travers leurs effets érosifs ainsi que l'organisation de mesures d'urgence à même de protéger les populations et les biens contre les inondations.

L'Analyse du nombre de Froude obtenu pour différentes sections indique que pour l'écoulement sur un fond sec et incliné, le régime est torrentiel.

L'onde de rupture générée par la rupture au pied de la digue à  $t=0s$  atteint presque 50m. Celle-ci s'atténue à 10000m de la digue.

Les vitesses de l'écoulement après rupture sont très élevées atteignant parfois des valeurs de 25m/s

Les résultats des études de rupture sont très utiles pour la sécurité des ouvrages. Ils doivent par conséquent être exploités de manière optimale pour sécuriser au maximum ces ouvrages contre les crues pouvant causer leurs destructions. La sécurité des populations riveraines dépend de la qualité de l'information qu'elles reçoivent. Il convient en perspective d'interpréter de manière juste les résultats numériques ou graphiques comme ceux présentés dans cette étude tout en tenant compte des limites scientifiques inhérentes aux études menées et les effets induits par les crues sur les barrage.

## Références

- [1] SCHUSTER ROBERT L. *Landslide Dams : Processes, Risk, and Mitigation*. American Society of Civil Engineers. 1986, 172 p.
- [2] ISL BUREAU D'INGENIEUR CONSEIL, RTM SAVOIE. *Eboulement de Combelouvière, appréciation des risques de rupture*. Mai 1998, 17p.
- [3] CETE. CENTRE D'ETUDES TECHNIQUES DE L'EQUIPEMENT DE LYON. *Les barrages naturels consécutifs à des éboulements en grande masse. Risques de rupture brutale*. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées. Rhône-Alpes. 1996, 61 p.
- [4] CHANSON, H. (2006). "Solutions Analytiques de l'Onde de Rupture de Barrage sur Plan Horizontal et Incliné." ('Analytical Solutions of the Dam Break Wave Problem on Horizontal and Inclined Inverts.') *Jl La Houille Blanche*, No. 3, pp. 76-86 (ISSN 0018-6368).
- [5] Fernandez-Feria, R. (2006), *Dam-break flow for arbitrary slopes of the bottom*, *J. Eng.Math.*(2006), 54, 319-331.
- [6] Efim Pelinovsky\*, Tatiana Talipova\*, Narcisse Zahibo† and Irina Nikolkina† *Institute of Applied Physics, 46 Uljanov Street, Nizhny Novgorod, 603950.*(2008).
- [7] Scott F. Bradford and Brett F. Sanders (2002). *Finite-Volume Model for Shallow-Water Flooding of Arbitrary Topography*.*j.hydraul.ing.* 10.1061/(ASCE)0733-429(2002)128:3(289).
- [8] Hubert chanson/ *Application of the method of characteristics to the dam break wave problem/ Journal of Hydraulic Research Vol. 47, No. 1 (2009), pp. 41–49.*
- [9] Hubert Chanson/ *Free-surface aeration in dam break waves: an experimental study*. 2004 Taylor & Francis Group, London, 25-32.
- [10] Koraichi k.I, hazzab a. I, ghenaim a/ *schémas a captures de chocs pour la simulation numérique des écoulements a surface libre/ Larhyss Journal, ISSN 1112-3680, n° 08, Juin 2010, pp. 81-100.*

- [11] Yang fang-li, zhang xiao-feng, tan guang-ming, *one- and two-dimensional coupled hydrodynamics model for dam break flow, ser.b*, 2007,19(6):769-77.
- [12] C. Zoppou, S. Roberts, *Numerical solution of the two-dimensional unsteady dam break, journal power source* 24 (2000) 457-475.
- [13] H. Chanson<sup>1</sup>; S. Jarny<sup>2</sup>; and P. Coussot, *Dam Break Wave of Thixotropic Fluid, journal of hydraulic engineering power source* 29(2006) 280-293.
- [14] P. Boh´orquez, *On the wave-front shape and the advancing of the wetting front of a dam-break flood over an inclined plane of arbitrary bottom slope, AP-2004-3719* pp 1-5.
- [15] Blaise nsom, khaled debiane, jean-michel piau/ *Bed slope effect on the dam break problem/ journal of hydraulic research, vol. 38, (2000) 459-464.*
- [16] Walter Graf; M Altinakar, *Hydraulique fluviale, Presses polytechniques et universitaires romandes, 2004.*
- [17] H. Chanson, *Environmental Hydraulics of Open Channel Flows, 2004.*pp 268-286
- [18] Christophe Ancely, *Phénomènes de propagation : ondes et ruptures de barrage, Presses polytechniques (2010) pp 143-208*
- [19] SYMBHI CONSEIL GENERAL DE L'ISERE. *Romanche, état des lieux, le risque d'inondation. [En ligne] [visité le 05/02/2008] <www.symbhi.fr/10923-le-risque-inondation.htm>*
- [20] CADIER E., ZEVALLOS O., BASABE P. *Le glissement de terrain et les inondations catastrophiques de la Josefina en Equateur. Bulletin de l'Institut Français des Etudes Andines.*1996, no 25 (3), p. 421-441
- [21] COLIN E., POCHAT R., *Calcul d'onde de submersion due à la rupture d'un barrage, CTGREF, 1978, Etude no 25, 42p.*

[22] COSTA JOHN E, SCHUSTER ROBERT L. *The formation and failure of natural dams. The Geological Society of American Bulletin*, v. 100 no. 7, p. 1054-1068, July 1988.

[23] COSTA JOHN E. *Flood Geomorphology. Floods from dam failures. Wiley-Interscience*, June 1988, 528 pages, ISBN 978-0-471-62558-2