



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique (E.N.P)

Ecole Doctorale Science de l'eau et Développement Durable  
Option Science de l'Eau

Intitulé

**CALCUL DE L'ONDE DE RUPTURE D'UN  
BARRAGE VIA LA METHODE DES ELEMENTS  
FINIS (M.E.F)**

**SALHI Lakhdar**

*Ingénieur d'état en hydraulique (ENSH-Blida)*

Mémoire

Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister en sciences de l'eau

Soutenu le 15 / 07 /2010 à 12h :00 à l'amphi 4 devant le Jury:

Président	Mr. KETTAB	Ahmed	Prof	ENP-Alger
Directeur Mémoire	Mr.MIHOUBI	Mustapha Kamel	MC (A)	E.N.S.H-Blida
Examineurs	Melle.BENMAMAR	Saadia	MC (A)	ENP-Alger
	Mr.BESSENASSE	Mohamed	MC (A)	U.S.S.D- Blida
	Mr.SALAH	Boualem	MC (A)	E.N.S.H-Blida

Année universitaire 2009-2010

# Remerciements

*Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever ce travail.*

*Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu»*

*Je remercie fortement mon promoteur Dr Mustapha Kamel MIHOUBI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail. Nos vifs remerciements vont également à nos enseignants de L'ENP et plus particulièrement:*

*✚ Pr.A. KETTAB*

*✚ Dr.S.BENMAMAR*

*✚ Dr.BILEK*

*✚ Dr.R.KETTAB*

*✚ Dr.B.SALAH*

*✚ Dr.M.BESSENASSE*

*✚ Dr.M. BERKANI*

*✚ Mr. BELHADJ*

*Je tiens à remercier aussi Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail et je remercie aussi Mr. Sylvain GULLAU et Mr. Verjus ROMUALD (laboratoire LUSAC à CHERBOURG) et les étudiants de l'ENP surtout de la cité universitaire Bouraoui et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire..*

*Lakhdar*

# œ Dédicace œ

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect*

à :

-  *Mes parents*
-  *Mes frères et sœurs*
-  *Toute ma famille*
-  *Mes amis à L'ENSH et à l'ENP.*

*Lakhdar*

## ملخص: (حساب موجة انهيار السد بطريقة العناصر المنتهية)

تسببت انهيارات السدود منذ فترة طويلة في العديد من المآسي البشرية. من خلال حل معادلات Saint-Venant في نموذج أحادي الأبعاد و بطريقة العناصر المنتهية، حصلنا على خوارزمية لحساب الموجة الناتجة عن انهيار السد؛ في هذه الحالة ، تنتشر الموجة في قناة مستطيلة الشكل. بعد ذلك قمنا بنمذجة ثنائية الأبعاد للموجة الناتجة عن انهيار سد بوكر دان (ولاية تيبازة) ، بواسطة برنامج Telemac (2D) ، متبوعة بدراسة مقارنة مع الحساب المبسط للبرنامج Castor (1D) ذو الأبعاد الأبعاد. أدت النتائج المتحصل عليها إلى اكتشاف المناطق المعرضة للخطر و زودتنا بنتائج كمية ونوعية للفيضانات في أسفل السد. هذه النتائج تسمح بإنشاء المخطط الخاص للتدخل م.خ.ت، الذي هو وسيلة أساسية للتخطيط المحلي و أداة لا غنى عنها لإدارة الأخطار.

الكلمات الرئيسية: نموذج عددي، عناصر منتهية، موجة، انهيار، Castor، Telemac، فيضان، سد.

## Résumé: (calcul de l'onde de rupture d'un barrage via la méthode des éléments finis M .E.F)

Depuis longtemps, les ruptures de barrage ont causé de nombreuses tragédies humaines. Dans ce travail, on a développé à partir des équations de Saint-Venant en modèle unidimensionnel un algorithme de calcul de l'onde de rupture d'un barrage via la méthode des éléments finis ; dans notre cas, l'onde se propage dans un canal de section rectangulaire. Par la suite, nous avons effectué une modélisation bidimensionnelle avec le Code de calcul Telemac (2D), de l'onde de rupture du barrage de Boukerdane (wilaya de TIPAZA) suivie d'une étude comparative par approche qualitative à l'aide d'une application de calcul simplifié par le code Castor (1D). Les résultats obtenus ont permis de détecter les zones à risques et de fournir des résultats qualitatifs et quantitatifs de l'inondation à l'aval d'un barrage. L'exploitation des ces résultats permet l'établissement du plan particulier d'intervention (PPI), document de base pour l'aménagement territorial et outil indispensable pour la gestion des risques.

**Mots clés :** modèle numérique, éléments finis, onde, rupture, Telemac, Castor, inondation, barrage.

## Abstract: (Calculation of Dam Break wave through the Finite Element Method (F.E.M))

For a long time, dam failures caused numerous human tragedies. In this work, we developed from one-dimensional Saint-Venant equations, an algorithm of calculation of a dam break wave through the finite element methods; in our case, the wave propagates in a rectangular channel. Afterward, we used a two-dimensional modeling with the Code of calculation Telemac (2D) of Boukerdane dam-break wave (Wilaya of TIPAZA), followed by a comparative study using a simplified calculation by the code Castor (1D). The obtained results allowed to detect areas at risks and to supply qualitative and quantitative results of the flood in the downstream of the dam. The obtained results allow the establishment of the particular plan of intervention (PPI), a basic document for spatial planning and an indispensable tool for the risk management.

**Keywords:** numerical model, finite elements, wave, break, Telemac, Castor, flood, dam.

# Sommaire

Sommaire.....	i
Liste des figures.....	viii
Liste des tableaux.....	xi
Notations et symboles.....	xii
INTRODUCTION GENERALE.....	1
I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR FACTEURS A RISQUE DE RUPTURE ET PRINCIPE DE CLASSIFICATION DES BARRAGES .....	3
INTRODUCTION :	3
I.1-Facteurs de risques :	3
I.1.1-Causes techniques :	3
I.1.2-Causes naturelles :	3
I.1.3-Causes humaines :	4
I.2-SECURITE LIEE AUX OUVRAGES D'ACCUMULATION :	4
I.2.1-Sécurité structurale :	4
I.2.2-Surveillance et auscultation :	5
I.2.2.1-Profil des intervenants :	5
I.2.2.1.1-Premier niveau de surveillance :	5
I.2.2.1.2-Deuxième niveau de surveillance :	6
I.2.2.1.3-Troisième niveau de surveillance :	6
I.2.2.1.4-Quatrième niveau de surveillance :	6
I.2.2.2-Rôle de l'autorité de surveillance :	9
I.2.2.3-Suivi du comportement des barrages en remblai :	10
I.2.2.3.1-Déformations :	10
I.2.2.3.2-Pressions interstitielles et niveau piézométrique :	11

I.2.2.3.3-Débits de fuite et drainage : .....	11
I.2.2.4-Suivi du comportement des fondations : .....	11
I.2.2.4.1-Fondation en rocher : .....	11
I.2.2.4.1.1-Déformations de l'ouvrage: .....	11
I.2.2.4.1.2-Sous –pression et niveau piézométrique : .....	12
I.2.2.4.1.3-Débits de fuite et de drainage : .....	12
I.2.2.4.2-Fondation en terrain meuble : .....	12
I.2.2.4.2.1-Déformation : .....	12
I.2.2.4.2.2-Pression interstitielle et niveau piézométrique : .....	13
I.2.2.4.2.3-Débits de fuite et drainage : .....	13
I.2.2.5-Surveillance des environ proches et éloignés de l'ouvrage de retenue : .....	15
I.2.2.5.1-Affouillement au pied aval du barrage : .....	15
I.2.2.5.2-Résurgence à l'aval : .....	15
I.2.2.5.3-Relevé de la nappe phréatique : .....	15
I.2.2.5.4-Sédiments dans la retenue : .....	15
I.2.2.5.5-Chutes de Blocs : .....	16
I.2.2.5.6-Zones de terrains instables : .....	16
I.2.2.5.7-Bassin versant : .....	16
I.2.3-Plan en cas d'urgence : .....	16
I.3-CLASSES ET PLAGES DE DANGER PARTICULIER : .....	17
I.4-RISQUES DE RUPTURE : .....	18
Conclusion.....	20
<b>II :_PRINCIPES GENERAUX DE MODELISATION DE L'ONDE DE RUPTURE D'UN BARRAGE</b> .....	<b>21</b>
<b>INTRODUCTION :</b> .....	<b>21</b>
<b>II.1-TYPES DE RUPTURE :</b> .....	<b>21</b>

II.1.1-Barrages en remblai :.....	21
II.1.1.1-La rupture par submersion :.....	21
II.1.1.2-La rupture par renard :.....	22
II.1.2-Barrage en béton et en maçonnerie :.....	22
II.2-PRESENTATION DES METHODES DE CALCUL DE L'ONDE DE RUPTURE :.....	22
II.2.1-Description des phénomènes :.....	22
II.2.1.1-Le barrage :.....	23
II.2.1.2-La retenue :.....	23
II.2.1.3-La vallée aval : .....	23
II.2.2-Modélisation des phénomènes : .....	24
II .2.2.1-Modélisation de la rupture :.....	25
II .2.2.2-Modélisation de la propagation :.....	27
II .2.2.2.1-Modèles et codes de calcul de la propagation due à la rupture :.....	27
II .2.3-Calcul de l'onde de submersion :.....	29
II .2.3.1-Modèles de calcul de la propagation :.....	29
II 2.3.1.1-Typologie des modèles :.....	30
II 2.3.1.1.1-Les modèles monodimensionnels :.....	30
II 2.3.1.1.2-Les modèles à casiers :.....	31
II.2.3.1.1.3-Les modèles bidimensionnels : .....	31
II.3-DONNEES NECESSAIRES :.....	33
II.4-RESULTATS DE CALCUL :.....	33
II.4.1-Modèle 1D :.....	33
II.4.2-Modèle 2D :.....	33
II.4.3-Scénario de rupture :.....	33
II.4.4 Conditions initiales :.....	34

II.4.5 Représentation des résultats :.....	34
CONCLUSION :.....	34
<b>III :MODELE MATHEMATIQUE DE PROPAGATION DE L'ONDE DE RUPTURE D'UN BARRAGE.....</b>	<b>35</b>
INTRODUCTION.....	35
III.1-HYPOTHESES ET APPROXIMATIONS :.....	35
III.2-MODELE DE PROPAGATION D'ONDE :.....	36
III.3-EQUATIONS DE SAINT-VENANT MONODIMENSIONNELLES: .....	36
III.3.1-Equations simplifiées de Saint-Venant :.....	38
III.4-Autres formes des Equations de Saint-Venant : .....	39
III.4.1-Equations de Saint-Venant pour une section quelconque :.....	39
III. 4.2-Equations de Saint-Venant pour une section rectangulaire : .....	40
III.4.2.1-forme conservative :.....	40
III. 4.2.2-forme non conservative :.....	40
III. 4.3-Classification des équations de saint-venant :.....	42
CONCLUSION .....	42
<b>IV : MODELISATION PAR METHODE DES ELEMENTS FINIS (M.E.F) .....</b>	<b>43</b>
INTRODUCTION.....	43
IV.1-METHODE DES ELEMENTS FINIS (M.E.F) : .....	43
IV.1.1-Introduction : .....	43
IV.1.2-Généralité sur la méthode des éléments finis : .....	44
IV.1.2.1-Approximation nodale : .....	44
IV.1.2.2-Approximation par éléments finis : .....	45
IV.1.2.3-Notion d'élément de référence :.....	46
IV.1.2.4-Transformation Jacobéenne :.....	47
IV.1.2.5-Intégration numérique :.....	48

IV.1.2.6-Formulation intégrale : .....	49
IV.2-ELEMENTS FINIS POUR LES EQUATIONS DE TRANSPORT: .....	50
IV.3-DISCRETISATION PAR ELEMENTS FINIS: .....	53
IV.3.1-Discretisation spatiale du système de Saint-Venant: .....	53
IV.3.1.1-Equation de continuité : .....	54
IV.3.1.2-Equation de quantité de mouvement : .....	54
IV.3.1.3-Méthode de Bubnov-Galerkin : .....	57
IV.3.1.4-Calcul les termes des matrices élémentaires : .....	58
IV.3.2-Discretisation temporelle : .....	60
IV.3.4-Algorithmes global de résolution : .....	64
IV.4-PROBLEME IDEAL DE RUPTURE DE BARRAGE: .....	65
IV.4.1-Paramètres numériques: .....	65
IV.4.2-Rupture de barrage sur fond sec : .....	66
IV.4.2.1-Description du problème : .....	66
IV.4.3-Rupture de barrage sur fond mouillé : .....	66
IV.4.3.1-Description du problème: .....	66
IV. 4.4-Conditions aux limites : .....	67
CONCLUSION .....	68
<b>V :_PRESENTATION DES LOGICIELS TELEMAC_ET CASTOR.....</b>	<b>69</b>
INTRODUCTION.....	69
V.1-SITUATION DU LOGICIEL TELEMAC-2D AU SEIN DU SYSTEME TELEMAC :	69
V.1.1-TELEMAC-2D : .....	72
V.1.2-Aspects théoriques : .....	73
V.2-LES ENTREES ET LES SORTIES : .....	75
V.2.1 Remarques préliminaires : .....	75

V.3-PARAMETRAGE GENERAL DU CALCUL : .....	75
V.3.1 Critères d'arrêt du calcul : .....	76
V.4-PARAMETRAGE PHYSIQUE : .....	77
V.4.1-Paramétrage du frottement : .....	77
V.4.2-Modélisation de la turbulence : .....	78
V.4.2.1-Viscosité constante : .....	79
V.4.2.2-Modèle de ELDER : .....	79
V.4.2.3-Modèle K-EPSILON : .....	80
V.4.2.4-Modèle de SMAGORINSKI : .....	80
V.4.3-Autres paramètres physiques : .....	81
V.5-PARAMETRAGE NUMERIQUE : .....	81
V.5.1-Paramétrage général : .....	81
V.5.2-Les schémas numériques : .....	83
V.6- MAILLAGE : .....	85
V.7-INTRODUCTION SUR LE LOGICIEL CASTOR : .....	85
V.7.1-Les données nécessaires : .....	86
V.7.2-Résultats de calcul : .....	86
CONCLUSION : .....	87
<b>VI :MODELISATION DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE DE BOUKERDANE A L'AIDE DU CODE TELEMAR-2D .....</b>	<b>88</b>
INTRODUCTION : .....	88
VI.1-MODELISATION NUMERIQUE : .....	90
VI.1.1 – Cas d'étude : .....	90
VI.1.2-Bathymétrie: .....	90
VI.1.3-Modèle unidimensionnel : .....	92
VI.1.3.1- Discrétisation du domaine : .....	92

VI.1.3.2- Domaine de calcul: .....	92
VI.1.3.3- Hypothèses et conditions : .....	93
VI.1.3.4- Résultats unidimensionnel: .....	93
VI.1.4. Modélisation bidimensionnel (Telemac 2D) : .....	95
VI.1.4.1- Paramètre numériques : .....	95
VI.1.4.2- Paramètres physiques : .....	95
VI.1.4.3 - Conditions initiales : .....	97
VI.1.4.4 - Conditions aux limites: .....	97
VI.1.4.4.1-Conditions aux parois imperméables : .....	97
VI.1.4.4.2-Conditions dans le réservoir : .....	97
VI.1.4.5-Résultats et discussions : .....	97
VI.1.4.5.1-Comparaison qualitative : .....	98
VI.1.4.5.3- Influence du coefficient de frottement sur la propagation de l'onde:.....	104
VI.1.4.5.3.1-Influence du frottement sur le débit : .....	104
VI.1.4.5.3.2-Influence du frottement sur les hauteurs d'eau : .....	105
VI.1.4.5.3.3- Influence du frottement sur le temps d'arrivée : .....	106
CONCLUSION .....	106
CONCLUSION GENERALE.....	108
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	110
ANNEXES.....	116

## Liste Des Figures

<b>Figure I.1 :</b> Concept global de l'organisation de la surveillance.....	08
<b>Figure I.2 :</b> Légende des appareillages d'auscultation utilisés dans les barrages.....	14
<b>Figure II.1 :</b> Onde négative aval ; rupture d'un barrage a) avant et b) après.....	27
<b>Figure II.2 :</b> Quelques types de réseaux hydrauliques.....	30
<b>Figure II.3:</b> Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel.....	30
<b>Figure II.4:</b> Paramètres simplifiée pour le calcul 2D.....	32
<b>Figure II.5 :</b> Schéma de la propagation latérale.....	32
<b>Figure III.1:</b> Géométrie de la rivière.....	36
<b>Figure IV.1 :</b> Transformation géométrique.....	46
<b>Figure IV.2 :</b> Principales étapes de la simulation d'un problème physique par la méthode des éléments finis.....	49
<b>Figure IV.3 :</b> Illustration du schéma d'une grille spatiale unidimensionnelle avec une fonction d'interpolation (linéaire).....	50
<b>Figure IV.4 :</b> Système des coordonnées locales.....	52
<b>Figure IV.5 :</b> Définition de la fonction d'interpolation sur un élément linéaire.....	53
<b>Figure IV.6 :</b> Algorithme de résolution non linéaire.....	63
<b>Figure IV.7 :</b> Algorithme global de résolution de l'onde de rupture d'un barrage.....	65
<b>Figure IV.8 :</b> Conditions initiales des problèmes.....	66
<b>Figure IV.9:</b> Conditions initiales des problèmes.....	67
<b>Figure V.1 :</b> Architecture du code de calcul <b>TELEMAC</b> .....	70
<b>Figure. V.2:</b> Fenêtre des résultats de Castor.....	86
<b>Figure VI.1:</b> Situation du barrage d'Oued Hachem sur la carte topographique.....	90
<b>Figure VI.2:</b> Topographie de Boukerdane.....	91
<b>Figure VI.3:</b> Bathymétrie de Boukerdane.....	91
<b>Figure VI.4:</b> Sections de calcul.....	92

<b>Figure VI.5 :</b> Variation de la hauteur d'eau le long de la vallée.....	93
<b>Figure VI.6 :</b> Maillage du domaine.....	96
<b>Figure VI.7 :</b> Hauteur d'eau à t=100s.....	98
<b>Figure VI.8 :</b> Hauteur d'eau à t=325s.....	98
<b>Figure VI.9 :</b> Hauteur d'eau à t=550s.....	99
<b>Figure VI.10 :</b> Hauteur d'eau à t=650s.....	99
<b>Figure VI.11:</b> Hauteur d'eau à t=1000s.....	99
<b>Figure VI.12:</b> Vitesse d'eau à t=100s.....	100
<b>Figure VI.13:</b> Vitesse d'eau(1) à t=325s.....	100
<b>Figure VI.14:</b> Vitesse d'eau(2) à t=325s.....	100
<b>Figure VI.15:</b> Vitesse d'eau(3) à t=325s.....	100
<b>Figure VI.16:</b> Vitesse d'eau(1) à t=550s.....	101
<b>Figure VI.17:</b> Vitesse d'eau(2) à t=550s.....	101
<b>Figure VI.18:</b> Vitesse d'eau(3) à t=550s.....	101
<b>Figure VI.19:</b> Vitesse d'eau(4) à t=550s.....	101
<b>Figure VI.20:</b> Vitesse d'eau(1) à t=650s.....	102
<b>Figure VI.21:</b> Vitesse d'eau(2) à t=650s.....	102
<b>Figure VI.22:</b> Vitesse d'eau(1) à t=1000s.....	102
<b>Figure VI.23:</b> Vitesse d'eau(2) à t=1000s.....	102
<b>Figure A-1:</b> Front d'onde à t=100s.....	116
<b>Figure A-2:</b> front d'onde à t=325s.....	117
<b>Figure A-3:</b> Front d'onde à t=550s.....	118
<b>Figure A-4:</b> Front d'onde à t=650s.....	119
<b>Figure A-5:</b> Front d'onde à t=1000s.....	120
<b>Figure A-6:</b> Vitesses d'eau à t=650s.....	121
<b>Figure A-7:</b> Hydrogramme de rupture (au droit du barrage).....	122

<b>Figure A-8:</b> Hydrogrammes (à 350m du barrage).....	122
<b>Figure A-9:</b> Hydrogrammes (à 1450m du barrage).....	123
<b>Figure A-10:</b> Hydrogrammes (à 2975m du barrage).....	123
<b>Figure A-11:</b> Hydrogrammes (à 5423m du barrage).....	124
<b>Figure A-12:</b> Hydrogrammes (à 8267m du barrage).....	124
<b>Figure A-13:</b> Variation de débit le long de la vallée.....	125
<b>Figure A-14:</b> Hauteur d'eau à 350m du barrage.....	125
<b>Figure A-15:</b> Hauteur d'eau à 700m du barrage.....	126
<b>Figure A-16:</b> Hauteur d'eau à 1100m du barrage.....	126
<b>Figure A-17:</b> Hauteur d'eau à 1450 m du barrage.....	127
<b>Figure A-18:</b> Hauteur d'eau à 1800 m du barrage.....	127
<b>Figure A-19:</b> Hauteur d'eau à 2975 m du barrage.....	128
<b>Figure A-20:</b> Hauteur d'eau à 5423 m du barrage.....	128
<b>Figure A-21:</b> Hauteur d'eau à 6570 m du barrage.....	129
<b>Figure A-22:</b> Hauteur d'eau à 8267 m du barrage.....	129
<b>Figure A-23:</b> Variation de la hauteur d'eau maximale le long de la vallée.....	130
<b>Figure A-24 :</b> Triangle de référence.....	132
<b>Figure A-25 :</b> Elément Qausi-bulle.....	132
<b>Figure A-26 :</b> Algorithme de GMRES.....	133
<b>Figure A-27 :</b> Schématisation globale du Système TELEMAC.....	134
<b>Figure A-28 :</b> Présentation d'une fenêtre de <b>MATISSE</b> .....	135
<b>Figure A-29 :</b> Présentation d'une fenêtre de <b>RUBENS</b> .....	137
<b>Figure A-30 :</b> Représentations graphiques disponibles.....	138

## Liste Des Tableaux

<b>Tableau I.1 :</b> Définition du rôle de l'autorité de surveillance .....	09
<b>Tableau I.2:</b> Instruments et moyens de mesure pour les barrages en remblai.....	13
<b>Tableau I.3:</b> les classes et plages de danger particulier basées sur les critères lors d'inondation.....	17
<b>Tableau.VI.1 :</b> coordonnées des points caractéristiques.....	94
<b>Tableau.VI.2 :</b> Variables d'écoulement (1D) (rupture instantanée totale) .....	94
<b>Tableau VI.3 :</b> Résultats numérique, <b>1D</b> et <b>2D</b> .....	97
<b>Tableau VI.4 :</b> Influence de frottement sur les hauteurs maximales.....	105
<b>Tableau VI.5 :</b> Influence de frottement sur le temps d'arrivé de l'onde.....	106

## Notations et Symboles

A	La surface mouillée de la section d'écoulement ( $m^2$ )
$a_i$	Paramètres généraux de l'approximation.
$a_l, a_t$	Coefficients adimensionnels de dispersion
B	Largeur du canal (m)
$b(z)$	La largeur du canal en fonction de la profondeur (m)
c	Célérité d'onde de gravité (m/s)
C	Coefficient de Chézy
$e(x_i)$	Erreur d'approximation définie.
$f(x)$	Fonctions d'interpolation.
$\bar{f}_i$	Fonction de transformation géométrique.
$F_{ij}$	Vecteur du flux à travers les frontières.
$\{F\}$	Le vecteur des termes sources.
<b>FCOR</b>	Force de Coriolis
j	Coefficient de perte de charge global
H	La hauteur d'eau (m)
$H_0$	La hauteur d'eau initiale (m)
$g_i$	Points d'intégration du schéma.
k	Energie cinétique turbulente
$[\bar{K}]$	La matrice tangente.
$[K_{nl}]$	La matrice tangente.
$K_{ii}$	Représente la matrice de rigidité élémentaire.
$K_l$	Viscosité longitudinale
$K_t$	Viscosité transversale
$k_s$	Coefficient de Strickler globale ( $m^{1/3}/s$ )
L	La longueur du domaine (m)
$\ m\ $	Normes.
M	Nombre de fonctions d'interpolation par élément.
$\ n\ $	Normes.
$n_m$	Coefficient de Manning.
$n_p$	Nombre des points d'intégration.
N	Nombre de nœuds dans le domaine.
$P(x)$	Fonctions de base de l'approximation.
q	Apport latéral de débit par unité de longueur ( $m^2/s$ )
$q_0$	Débit unitaire au droit du barrage à l'instant de rupture ( $m^2/s$ )
Q	Le débit moyen dans une section ( $m^3/s$ )
$R_h$	Rayon hydraulique (m)
$\{R\}$	Résidu.

$\{R_{nl}\}$	Résidu non linéaire.
r	Système de coordonnées dans l'élément de référence.
$S_0$	La pente entre le barrage et point choisi. (m/m)
$S_f$	La pente énergétique (m)
$S_{ii}$	Représente la matrice masse élémentaire.
$S_h$	Source et puits de traceur (m/s)
$S_T$	Source et puits de traceur (g/l/s)
$S_x, S_y$	Termes source ou puits des équations dynamiques (m/s <sup>2</sup> )
t	Temps (s)
T	Traceur passif (g/l or °c)
U	La vitesse moyenne d'écoulement selon x (m/s)
U*	Vitesse de frottement (m/s).
u	Composantes des vitesses (m/s)
$V_0$	Le volume de la retenue à l'instant de rupture ( m <sup>3</sup> )
v	Composantes des vitesses (m/s)
[W]	La matrice de convection.
w:	Fonction de pondération ou "poids".
x	Composante d'espace horizontales (m)
y	Composantes d'espace horizontales (m)
Z	Cote de la surface libre (m)
$\eta$	Système de coordonnées dans l'élément de référence.
$\tau^e$	Application de transformation géométrique.
$\gamma$	Apport latéral de quantité de mouvement (m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup> )
$\nu_T, \nu_t$	Coefficients de diffusion de la vitesse et du traceur (m <sup>2</sup> /s)
$\beta$	Coefficient de Boussinesq,
$\alpha$	Coefficient indique le niveau d'implicite.
$\varepsilon$	Dissipation turbulente
[J]	Matrice Jacobéenne.
$\psi_i$	Paramètres nodaux ou variables nodales de l'approximation.
$\{\tilde{\psi}\}$	Représente l'approximation.
$\{\Psi\}$	Vecteur des variables nodales.
$\{\psi\}$	Vecteur solution du système de St-Venant.
$\Omega$	Vitesse de rotation de la terre égale à 7,27 x 10 <sup>-5</sup> rad/s

# Introduction Générale

---

## Introduction Générale

Lorsqu' un barrage se rompt, l'eau du réservoir s'écoule librement et une onde de crue se propage dans la vallée en aval. Souvent, une grande partie de la réserve se perd. On observe généralement des débits beaucoup plus importants que ceux des crues naturelles et une zone inondée plus étendue. La montée des eaux survient plus brutalement et il est plus difficile de s'en protéger. La violence des écoulements s'accompagne de fortes érosions, de modifications majeures à la vallée et destructions de ses infrastructures. Les écoulements liés aux ruptures de barrages ont attiré l'intérêt des scientifiques et chercheurs depuis plus de 120 ans (Ritter 1892, Ré 1946). Une difficulté majeure pour résoudre les équations fondamentales est liée à la discontinuité de la vitesse et hauteur d'eau à l'extrémité aval de l'écoulement, qui est une singularité. Ce problème hydrodynamique n'est pas, par ailleurs, unique aux cas des ruptures de barrages. Il s'applique aussi aux crues soudaines, dans des lits secs de rivières en pays arides et tropicaux, aux déferlements des vagues de tsunami dans les plaines côtières, comme les événements qui se sont produits le 26 décembre 2004 à l'océan Indien à Sumatra, où l'onde de tsunami avait une taille de 10 à 30 mètres de hauteurs accompagnées de laves torrentielles. Durant les trente dernières années, on a noté un effort considérable dans le domaine de la recherche sur le calcul et la simulation de l'onde de rupture de barrage, en particulier avec les programmes Européens : CADAM (2001) et IMPACT (2001), et les programmes Américains tel que *Dam Safety, floodplain management* (1989). Ces efforts ont été associés au développement de nombreux modèles numériques, et de quelques travaux de modélisation physique. Mais on note une absence totale de nouveaux développements de théories analytiques, à quelques très rares exceptions, depuis les études de base de Dressler (1952) et Whitham (1955).

Notre présent travail est constitué de six chapitres :

- Le premier chapitre, c'est une synthèse bibliographique sur les facteurs à risque de rupture de barrages ainsi que sur le principe de classification de barrages suivant les risques causés à l'aval.
- Le deuxième chapitre présente les principes généraux de modélisation de l'onde de rupture d'un barrage,
- Le troisième chapitre explique la théorie de modélisation unidimensionnelle de propagation de l'onde de rupture d'un barrage.

## Introduction Générale

---

- En ce qui concerne, le quatrième nous allons présenter la modélisation par méthode des éléments finis de la variante transitoire de l'équation de Saint-Venant jusqu'à l'aboutissement de l'algorithme intégrale de résolution des équations de l'onde de rupture de barrage.
- Le cinquième chapitre est consacré à la présentation des logiciels utilisés : CASTOR (1D) TELEMAC (2D)
- Le sixième chapitre consiste en une application à un cas réel de rupture d'un barrage en matériaux située en zone fortement sismique, il s'agit du barrage de Boukerdane (wilaya de Tipasa). Dans cette application, nous allons examiner les paramètres influent sur la propagation de l'onde de rupture à l'aval du barrage ainsi une étude comparative les résultats fournies par les deux modèles de calcul.

Enfin nous ponctuons notre travail par une conclusion et nous soumettons à travers les résultats obtenus quelques recommandations ainsi que des orientations sur les futures voies de recherche à développés pour cette problématique.

## **Chapitre I :**

# **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FACTEURS A RISQUE DE RUPTURE DES BARRAGES**

### **INTRODUCTION**

En raison du danger potentiel qu'ils représentent, la sécurité structurale et fonctionnelle des ouvrages de retenues doit être garantie contre toutes menaces possibles. Ils doivent en particulier être conçus et exploités de manière à résister au passage de divers événements néfastes.

### **I.1-FACTEURS DE RISQUES**

Il est significatif que la quasi-totalité des ruptures est directement liée à un phénomène naturel non conforme aux prévisions faites au moment du projet ; les cas de défaillance de la structure du barrage sont rares, surtout à l'époque récente ; cela vaut pour tous les types de barrages ([Paquier, 1993], [Marche, 2003]).

#### **I.1.1-Causes techniques**

Défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux lors de crues ; vices de conception, de construction ou de matériaux, vieillissement des installations ; le type de barrage, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes ([Paquier, 1993], [Marche, 2003]).

#### **I.1.2-Causes naturelles**

Les causes naturelles peuvent être également à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des évacuateurs, appelée crue de projet. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérable aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas opérationnels. Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrage en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également cause de rupture. Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à

ne pas négliger tel que : déformations, tassements, fissures, etc. ([Paquier., 1993], [Marche., 2003]).

### **I .1.3-Causes humaines**

Insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance.

## **I.2-SECURITE LIEE AUX OUVRAGES D'ACCUMULATION**

Les ouvrages d'accumulations sont des constructions particulières qui en cas de rupture peuvent entraîner d'énormes dégâts. Cela justifie évidemment les hautes exigences imposées ce qui concerne le projet, la réalisation et l'exploitation de même que le contrôle de tels ouvrages. Pour garantir un haut niveau de sécurité et pour minimiser le risque résiduel, il s'agit particulièrement d'être en mesure de détecter toute anomalie du comportement des ouvrages ainsi que de leurs fondations et environs. Dans ce sens, l'autorité de haute surveillance a développé une approche globale de la sécurité reposant sur les trois piliers suivants ([Patrick, 2003]) :

- a. Sécurité structurale : implique une conception et une réalisation optimale des ouvrage ;
- b. La surveillance : implique la mise en place d'une organisation stricte pour le suivi des ouvrages ;
- c. Le plan en cas d'urgence : implique des préparatifs adéquats en vue de maitriser des événements particuliers

### **I .2.1-Sécurité structurale**

Au niveau de la sécurité structurale, il est important que les ouvrages soient conçu réalisés de telle façon que leur sécurité soit garanti pour tous les cas de charges et d'exploitation prévisibles eu égard à l'état des connaissances scientifiques et techniques. la vérification d'un ouvrage d'accumulation implique la prise en compte de tous les paramètres qui peuvent le solliciter. On distingue des actions permanentes et des actions variables, enfin des actions accidentelles comme les crues et les tremblements de terre. Des dispositions constructives sont prise permettre en cas de besoin, grâce à des organe de décharge (vidange de fond), d'abaisser le niveau du plan d'eau ,voire de vidanger totalement une retenue dans les meilleurs délais et de pouvoir le cas échéant la maintenir vide. De plus, tout ouvrage d'accumulation doit disposer d'une installation de dimensions suffisantes pour évacuer les

crues à bassin plein. La sécurité structurale présuppose une vérification de l'ouvrage d'accumulation sous diverses charges (solllicitations) permanentes, variables, exceptionnelles, accidentelles ([Pougatsch., 2003], [Poupart et Royet., 2001]).

### **I.2.2-Surveillance et auscultation**

La surveillance d'un ouvrage commence dès le début de la mise en eau (et même pendant la construction). Les statistiques de rupture montrent qu'il s'agit d'une des phases les plus critiques de la vie d'un barrage. Elle se poursuit pendant toute son exploitation ([Patrick., 2003], [Poupart et Royet., 2001]).

La sécurité des barrages en exploitation repose essentiellement sur leur surveillance permanente, qui est définie cas par cas mais comprend toujours les aspects généraux suivants:

- a. les visites périodiques ordinaires, effectuées régulièrement (périodicité de 1 jour à 1 mois selon les cas) par l'exploitant lui-même, en vue de déceler les anomalies évidentes;
- b. les visites annuelles et décennales intéressent l'ensemble de l'ouvrage ; y participent des représentants de l'autorité de tutelle et tous les spécialistes nécessaires ; en particulier, les visites décennales impliquent en principe la vidange du réservoir et la visite des parties normalement immergées du barrage ; devant les difficultés d'application de cette règle, notamment en matière de pollution, la visite subaquatique par soucoupe ou caméra téléguidée est maintenant acceptée ; ces visites sont l'occasion de vérifier le bon fonctionnement des organes de sécurité, notamment les vannes.

Il est primordial de procéder à une surveillance régulière et stricte de l'aménagement afin d'être en mesure de détecter à temps toute menace de la sécurité de l'ouvrage. Un système de surveillance, dont l'efficacité a été reconnue, est basé sur un contrôle à quatre niveaux (exploitations, ingénieurs spécialisé, expert et organisme indépendant) ([Mériaux et *al.*, 2001], [Poupart et Royet., 2001]).

#### **I.2.2.1-Profil des intervenants**

##### **I.2.2.1.1-Premier niveau de surveillance**

Le premier niveau est assuré par le personnel exploitant. Le rôle de celui-ci est primordial, car il est le premier qui soit en mesure, par sa présence au barrage, de détecter une anomalie.

De formation technique appropriée, le gardien de barrage doit pouvoir travailler de façon indépendante et précise. Il appartient à l'exploitant de former son personnel afin qu'il soit notamment en mesure ([Poupart et Royet., 2001], [Patrick., 2003]) :

- de mettre en place les instruments de mesures, de procéder aux lectures ;
- d'effectuer une première appréciation des résultats de mesure ;
- d'effectuer des observations visuelles ;
- de procéder aux essais de fonctionnement des installations de mesure et d'exploitation ;
- de procéder à l'entretien courant des ces installations ;
- d'avertir ses supérieurs en cas de constat particulier ;
- de faire preuve l'initiative et être conscient de ses responsabilités.

#### **I.2.2.1.2-Deuxième niveau de surveillance**

Le second niveau de surveillance est assuré par un professionnel expérimenté, le professionnel expérimenté peut faire partie du personnel de l'exploitant ; à défaut, l'exploitant fait appel à l'ingénieur d'un bureau indépendant spécialisé ([Poupart et Royet., 2001], [Patrick., 2003]).

Le rôle du professionnel expérimenté est important car il est chargé de l'analyse continue des résultats de mesure et doit tirer la « sonnette d'alarme » en cas de nécessité. Il est aussi appelé à effectuer une visite annuelle et établir un rapport annuel relatif au comportement et à l'état de l'ouvrage d'accumulation ([Poupart et Royet., 2001], [Patrick., 2003]).

#### **I.2.2.1.3-Troisième niveau de surveillance**

Le troisième niveau de surveillance est assuré par des experts confirmés. Les experts sont appelés à fournir un rapport d'expertise tout les cinq (5) ans concernant le comportement général et l'état de l'ouvrage d'accumulation. Les rapports annuels du professionnel expérimenté sont mis à la disposition des experts pour leur permettre de suivre l'évolution du comportement et de l'état de l'ouvrage d'accumulation ([Poupart et Royet., 2001], [Patrick., 2003]).

#### **I.2.2.1.4-Quatrième niveau de surveillance**

Le quatrième niveau de surveillance est assuré par des ingénieurs qualifiées, de formation technique appropriée de procéder dans le cadre de ses taches au contrôle de

l'organisation de l'exploitant concernant la surveillance et l'entretien, à la vérification de l'état et de l'entretien des ouvrages ainsi que celle des essais des organes mobiles de fermeture (vannes), à l'examen du comportement de l'ouvrage, à l'analyse des documents techniques c'est à dire rapports annuels, rapports d'expertise quinquennale et de sécurité ([Pougatsch et *al.*, 2002],[Poupart et Royet., 2001]).

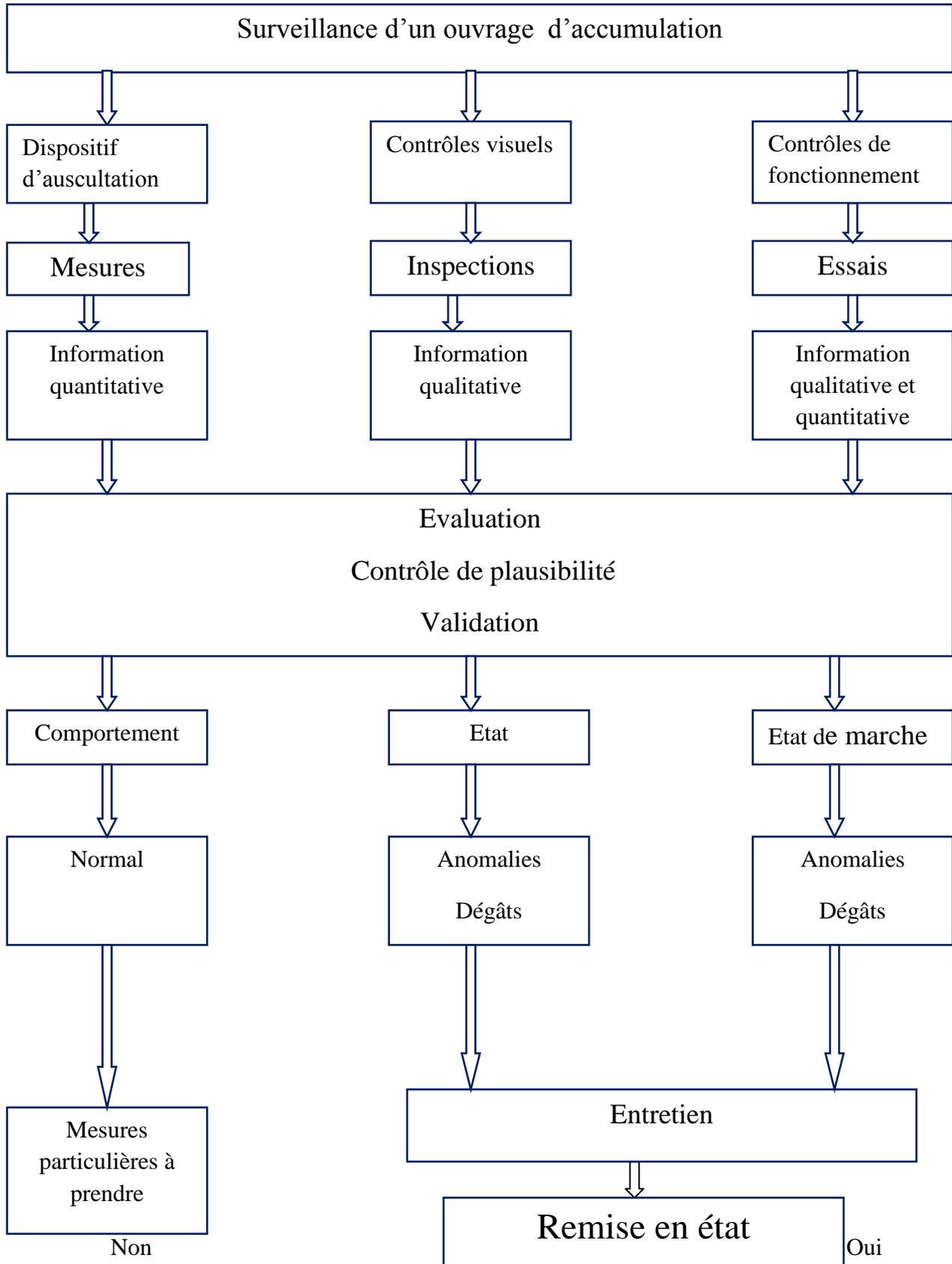


Figure. I.1 : Concept global de l'organisation de la surveillance d'un barrage

**I.2.2.2-Rôle de l'autorité de surveillance**

Il appartient à l'autorité de surveillance d'assurer la mise en application des bases légales en vigueur dans le domaine de la sécurité des ouvrages d'accumulation et de veiller à la bonne exécution ([Poupart et Royet., 2001]).

**Tableau I.1 : Définition du rôle de l'autorité de surveillance**

<b>QUOI</b>	<b>QUI</b>	<b>TACHES</b>
<b>a)mesures d'auscultation</b>	1) exploitant	Exécutions des mesures  (N.B. : les mesures géodésiques sont en général effectuées par un spécialiste.)  Analyse préliminaire des résultats
	2) professionnel expérimenté	Analyse des résultats de mesure  Rapport annuel relatif au comportement du barrage, de ses fondations et de ses environs
	3) experts confirmé	Analyse du comportement du barrage, de ses fondations et de ses environs  Examen particulier de la sécurité
<b>b) contrôles visuels</b>	1) exploitant	Inspection régulière
	2) professionnel expérimenté	Inspection annuelle  (avec rapport)

	3) experts confirmé	Inspection tout les 5 ans (avec rapport)
<b>c) contrôles et essais de fonctionnement des installations (équipements)</b>	1) exploitant	<p>Contrôle des organes de décharge avec lâchure (au moins 1 fois par an) et de leur équipement de commande</p> <p>Contrôle de l'instrumentation</p> <p>Contrôle des moyens de communications (liaisons phoniques)</p> <p>Contrôle des installations de l'alarme eau et essai des sirènes</p>

### **I.2.2.3-Suivi du comportement des barrages en remblai**

Le programme d'auscultation du barrage et de sa fondation définit la nature et la périodicité (de 1 jour à 1 an) des mesures effectuées au moyen des appareils spécialement incorporés dans l'ouvrage pour en suivre le comportement et déceler les éventuels écarts avec les prévisions du projet : il s'agit essentiellement de mesures de déplacements (topographie, pendules extensomètres, inclinomètres), de piézométrie (piézomètres, cellules de pression interstitielle), de débits de fuite ; à quoi s'ajoutent les mesures spéciales « sur mesure » telles que le suivi des fissures dans le béton ou la mesure des pressions totales dans un remblai ([Patrick,2003] , [Degoutte, 1993]).

#### **I.2.2.3.1-Déformations**

Pour le cas des barrages en remblai, le but est de pouvoir connaître l'évolution des déformations verticales (tassement) et horizontales de l'ouvrage en crête et à divers niveaux et en particulier le tassement de la fondation. En règle générale, les déplacements de points sont déterminés par des mesures géodésiques telles que des mesures d'angle et de distance,

(mesure de vecteur), d'alignement, de polygonale, de nivellement, ainsi que par des tassomètres, des repères de tassement hydraulique ([Rémy, 1993], [Degoutte, 1993], [Patrick., 2003]).

#### **I.2.2.3.2-Pressions interstitielles et niveau piézométrique**

Dans un barrage en remblai, il est important de contrôler l'évaluation des pressions interstitielles (en particulier dans un noyau) et celle de la ligne piézométrique. La mesure s'effectue au moyen de cellules de pression pneumatiques, hydraulique ou électrique et/ou de piézomètres (tube ouvert ou tube fermé d'un manomètre). [Rémy, 1993], [Degoutte, 1993], [Patrick, 2003].

#### **I.2.2.3.3-Débits de fuite et drainage**

Les débits de fuite et de drainage peuvent varier en fonction du niveau de la retenue et être influencés par les conditions atmosphériques ou la fonte des neiges. Les eaux de percolation peuvent être récoltées dans des drainages situés à l'aval d'un noyau ou à l'interface d'une membrane étanche et du corps du barrage en remblai. On cherche à effectuer des mesures de débits partiels pour déterminer des zones de provenance. Ce procédé permet, en cas d'anomalies éventuelles, de localiser la zone critique et de faciliter la recherche des causes. Les eaux de percolation et de drainage sont en générale collectées et mesurées à leur exutoire par mesure volumétrique, par déversoir ou par venturi ([Rémy, 1993], [Patrick, 2003]).

#### **I.2.2.4-Suivi du comportement des fondations**

##### **I.2.2.4.1-Fondation en rocher**

##### **I.2.2.4.1.1-Déformations de l'ouvrage**

Les extensomètres et les micromètres de forage permettent la mesure de déformations selon des axes verticaux, inclinés ou horizontaux ; la direction choisie de l'implantation des instruments dépend de la géologie et de la direction des forces transmises notamment pour les barrages voutes. Pour saisir au mieux de déformation des fondations, il est recommandé de placer les extensomètres au moins selon 2 directions ou de former tripode. Il faut noter que dans un seul forage il est possible de placer jusqu'à 6 bars de longueurs différentes. La mesure des déformations horizontales dans 2 directions (par exemple amont-aval, rive gauche –rive droite), peut se faire au moyen de pendules inversés (éventuellement équipés d'un guide-fil

auto centreur qui permet des mesures à différentes profondeurs). Le recours à un extensomètre est possible pour autant qu'il soit de longueur suffisante et implanté selon une direction adéquate. Les mouvements des appuis peuvent être suivis par des points implantés à proximité du barrage et intégrés dans le réseau de mesures géodésiques ([Patrick, 2003]).

#### **I.2.2.4.1.2-Sous –pression et niveau piézométrique**

Les sous-pressions, dont les valeurs varient normalement en fonction du niveau du plan d'eau, sont mesurées au niveau du contact béton-rocher et à différentes profondeurs en fondation. Les sous-pressions variant d'amont vers l'aval, il convient de répartir plusieurs points de mesure le long de la base des ouvrages en béton. La mesure des sous-pressions au niveau du contact béton-rocher et en fondation peut se faire par des forages ouverts (mesure d'un niveau d'eau) ou par des forages fermés équipés soit de manomètre, soit de cellules de pression pneumatiques, électrique ou hydrauliques réparties à différents niveaux dans un forage ([Poupart et Royet, 2001],[Patrick,2003] ).

#### **I.2.2.4.1.3-Débits de fuite et de drainage**

Cette mesure concerne l'eau percolant au travers du massif de fondation, de résurgences captées ou non. On mesure également les débits provenant de forages ou de galeries de drainage. Ces mesures, conjointement avec celles des sous-pressions, livrent une information relative à l'écran d'étanchéité et l'efficacité des drainages. Une diminution du débit peut indiquer un colmatage du système de drainage ; il s'agit de vérifier la répercussion sur les sous-pressions. La mesure des débits peut être volumétriques effectuée au moyen d'un déversoir ou d'un venturi ou la mesure du flux dans un tube ([Poupart et Royet, 2001], [Collectif., 1998]).

#### **I.2.2.4.2-Fondation en terrain meuble**

##### **I.2.2.4.2.1-Déformation**

Le nivellement, le tassomètre, les repères de tassement hydraulique sont parmi les moyens disponibles pour mesurer les tassements d'une fondation en terrain meuble, les nivellements sont également effectués dans une galerie dans le sens transversal ou longitudinal d'un barrage en remblai ([Patrick, 2003], [Poupart et Royet, 2001]).

**I.2.2.4.2.2-Pression interstitielle et niveau piézométrique**

La mesure des pressions interstitielles et du niveau piézométrique en fondation peuvent se faire par des forages ouverts ou par des forages fermés.

**I.2.2.4.2.3-Débits de fuite et drainage**

Cette mesure concerne l'eau percolant à travers le massif de fondation et de résurgences captées.les débits provenant de galeries de drainage sont également mesurés. La mesure des débits peut être volumétriques s'effectuer au moyen d'un déversoir ou d'un venturi ou mesure du flux dans un tube. La mesure de turbidité indique s'il existe une migration de fines ([Royet, 1994], [Poupart et Royet, 2001]).

**Tableau I.2:** Instruments et moyens de mesure pour les barrages en remblai

Type de mesure	Instruments Moyens de mesure
<p><b>Déformations horizontales et déformations verticales (tassement)</b></p>	<p>Géodésie Réseau extérieur Nivellement Polygonale Mesures d'angle Mesures de vecteur (mesure d'angle et de distance) Alignement Inclinomètre Tassomètre Repère de tassement hydraulique</p>
<p><b>Ligne piézométrique</b></p>	<p>Piézomètre</p>
<p><b>Pression interstitielle</b></p>	<p>Manomètre</p>

	Cellule de pression
<b>Débits de fuite et de drainage</b>	Déversoir Mesure volumétrique Mesure du flux dans un tube venturi
<b>Température de l'eau</b>	Thermomètre
<b>Turbidité</b>	Turbidimètre
<b>Chimisme des eaux de fuite</b>	Analyse en laboratoire
<b>Température dans le corps du remblai</b>	Thermomètre électrique



**Figure. I.2 :** Légende des appareillages d'auscultation utilisés dans les barrages

L'interprétation des mesures d'auscultation doit être effectuée en concertation avec le projecteur de l'ouvrage qui sera mieux à même de déterminer la gravité des anomalies éventuellement constatées (notons que dans plusieurs pays le projecteur est obligatoirement impliqué dans cette opération). Elle consiste en première approche à comparer les mesures

avec des modèles déterministes (résultats des calculs du projet par exemple) ou avec des modèles statistiques qui indiquent le degré de continuité des phénomènes ; c'est ce second type de modèles qui est le plus fréquemment employé en France, la philosophie étant que les évènements progressifs à vitesse contrôlée ne peuvent conduire à des ruptures sans prévenir ([Poupart et Royet, 2001], [Lino, 2000]).

#### **I.2.2.5-Surveillance des environ proches et éloignés de l'ouvrage de retenue**

Cette surveillance englobe des mesures (déformation du terrain, venues d'eau) et des observations visuelles. Elle concerne les zones de contact amont et aval, le pied aval de l'ouvrage, les flancs des réservoirs, de même que l'ensemble du bassin versant ([Lino, 2000], [Patrick, 2003], [Royet, 1994], [Poupart et Royet, 2001]).

##### **I.2.2.5.1-Affouillement au pied aval du barrage**

Il est conseillé d'effectuer des relevés réguliers tous les 3 à 5 ans ou suite à une crue exceptionnelle. Ces relevés peuvent être exécutés topographiquement ou par bathymétrie (cas de présence d'eau) ([Lino, 2000], [Royet, 1994], [Poupart et Royet, 2001]).

##### **I.2.2.5.2-Résurgence à l'aval**

Le relevé des débits des résurgences à l'aval doit être effectué, car une variation de ces débits peut indiquer une anomalie dans le réseau de circulation des eaux souterraines. La mesure des débits peut être volumétrique, éventuellement s'effectuer au moyen d'un déversoir taré (courbe de tarage) ([Lino, 2000], [Royet, 1994], [Poupart et Royet, 2001]).

##### **I.2.2.5.3-Relevé de la nappe phréatique**

La mesure de la fluctuation d'une nappe phréatique est parfois indiquée. Le relevé des niveaux peut se faire au moyen d'une sonde avec témoin, glissé dans un forage ouvert ou au moyen d'un capteur de pression avec enregistrement ([Royet., 1994], [Poupart et Royet., 2001]).

##### **I.2.2.5.4-Sédiments dans la retenue**

Il est important de relever les dépôts de sédiments dans la retenue. Surtout dans la zone proche du barrage. Il faut s'assurer que les ouvrages de prise et d'évacuation sont dégagés. On peut procéder dans ce cas à des relevés bathymétriques, dont la fréquence dépend

de l'ampleur des apports en sédiments ([Royet., 1994], [Poupart et Royet., 2001],[Lino., 2000]).

#### **I.2.2.5.5-Chutes de Blocs**

Il faut vérifier que des blocs instables ne mettent pas en danger les personnes, les accès et les installations. Des mesures de curage, de consolidation ou la mise en place d'un filet de protection peuvent s'avérer nécessaire ([Dibiagio, 2000], [Royet, 1994], [Poupart et Royet, 2001]).

#### **I.2.2.5.6-Zones de terrains instables**

Les zones instables doivent être observées. Un glissement pourrait provoquer une vague et un débordement par-dessus le couronnement. Dans ce cas, on peut recourir à des mesures géodésiques (mesures de triangulation pour connaître la variation spatiale des déplacements de points en surface), des mesures de distance directes entre plusieurs points, des mesures par inclinomètre pour suivre les déformations en profondeur ([Lino, 2000], [Royet, 1994], [Poupart et Royet, 2001]).

#### **I.2.2.5.7-Bassin versant**

La configuration et le développement du bassin versant peut avoir une incidence dans le développement des crues. Il est donc utile d'évaluer les modifications morphologiques au cours du temps, tels qu'érosion, glissement de terrain, laves torrentielles, déboisement, nouvelle route et surface étanche, nouvelles constructions, etc. ([Lino., 2000], [Royet., 1994], [Poupart et Royet., 2001]).

### **I.2.3-Plan en cas d'urgence**

Dans la stratégie d'urgence, on distingue six menaces possibles pouvant engendrer une situation de danger :

- a. Un comportement anormal d'un ouvrage ou des ces fondations ;
- b. Un glissement de terrain ou un éboulement (de roche, de glacier) dans la zone de retenue ;
- c. Une crue extrême ;
- d. Un fort séisme ;

- e. Un acte de sabotage ;
- f. Une action militaire ;

Pour les retenues de plus de 2 Mm<sup>3</sup>, des sirènes spéciales (sirène alarme eau) sont à mettre en place dans la région submergée après 2 heures de la rupture totale et instantanée de l’ouvrage ([Lino, 2000], [Dibiagio, 2000]).

### **I.3-CLASSES ET PLAGES DE DANGER PARTICULIER**

Le classement d’un ouvrage d’accumulation se fait en fonction de l’intensité du danger particulier caractérisée par la hauteur, ainsi que le produit de la hauteur par la vitesse de l’onde de submersion. Des valeurs-seuil limitent les plages d’autres classes selon que le danger particulier est considéré comme faible, modéré, moyen et élevé [Marche, 2003].

Tableau ci-dessous représente les classes et plage de danger particulier basées sur les critères lors d’inondations tel que : v (vitesses d’écoulement m/s), h (hauteur d’eau m), **v.h** (intensité de submersion) m<sup>2</sup>/s [Marche., 2003].

**Tableau I.3:** Classes et plages de danger particulier basées sur les critères lors d’inondation

<b>Valeurs seuils</b>	<b>Effets</b>
<p><b>Danger élevé</b></p> <p><b>h &gt; 2 m</b></p> <p><b>ou</b></p> <p><b>v.h &gt; 2 m<sup>2</sup>/s</b></p>	<p>Les personnes sont en danger même à l’intérieur des bâtiments.</p> <p>En cas d’érosion des berges, il y aussi menace d’effondrement de constructions situées à proximité. Les laves torrentielles par l’effet de pression peuvent aussi conduire à la destruction de bâtiments.</p>
<p><b>Danger moyen</b></p> <p><b>2 ≥ h &gt; 1 m</b></p> <p><b>Ou</b></p> <p><b>2 m<sup>2</sup> /s ≥ v.h &gt; 1 m<sup>2</sup>/s</b></p>	<p>Les personnes à l’extérieur et dans les véhicules sont menacées. La retraite vers les étages supérieures des bâtiments est la plupart du temps possible. Des bâtiments, selon leur mode de construction, peuvent</p>

	subir des dégâts.
<b>Danger modéré</b> $1 \text{ m} \geq h > 0,5 \text{ m}$ <b>Ou</b> $1 \text{ m}^2 / \text{s} \geq v.h > 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes sont peu menacées tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des bâtiments. Des véhicules peuvent être emportés.
<b>Danger faible</b> $h \leq 0,5 \text{ m}$ <b>ou</b> $v.h \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{S}$	Les personnes ne sont pratiquement pas menacées tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des bâtiments.

#### **I.4-RISQUES DE RUPTURE**

La probabilité de rupture d'un barrage est très faible. Les mesures adaptées lors de la conception et de la construction de l'ouvrage ainsi qu'une surveillance permanente permettent de réduire encore ce risque [Marche, 2003].

Toutefois, la sécurité à 100% n'existe pas et il est toujours indispensable d'examiner les conséquences d'une éventuelle rupture. Rappelons d'ailleurs que, par le monde, en moyenne une à deux ruptures ont lieu par an pour un nombre d'ouvrage de l'ordre 20000 (hors chine) et de plus de 15 mètres de haut [Marche, 2003].

La catastrophe de Malpasset en 1959 (488 morts ou disparus), dernière rupture française ayant eu des conséquences graves, a été à l'origine de nombreuses mesures actuellement en vigueur par le monde. Actuellement donc, on peut distinguer trois ouvrages [Marche, 2003] :

- a. les grands barrages (retenue de plus de 15 millions de  $\text{m}^3$  et de hauteur de digue de plus de 20 m au dessus du terrain naturel) ;
- b. les ouvrages intéressant la sécurité publique.
- c. les autres ouvrages

En ce concerne les grands barrages, les dispositions à prendre par le maître de l'ouvrage (ou le concessionnaire) sont relativement précises. Elle tendent à permettre la mise en point d'un plan d'alerte pour la vallée à l'aval du barrage, plan qui sera ensuite mis en œuvre par les services de l'état chargés de la protection civile, certains dispositifs techniques, en particulier au niveau du barrage, restant à la charge des gestionnaires de l'ouvrage. Ce plan d'alerte distingue trois zones :

- a. la zone de sécurité immédiate (ou zone de quart d'heure) que la population doit être évacuée dès l'alerte donnée, la submersion pouvant advenir dans un délai inférieur à 15 minutes ;
- b. la zone d'alerter I où la population dispose de plus de 15 minutes pour son évacuation ;
- c. la zone II où la submersion devrait être de peu importance.

Pour les barrages intéressant la sécurité publique, aucune disposition spécifique n'existe. Les services administratifs compétents doivent s'assurer que les gestionnaires prennent toutes les mesures nécessaires pour la sécurité publique ne soit pas menacée. A l'exclusion des barrages entrent dans la catégorie précédente, aucun texte ne précise dans quel cas un barrage intéresse la sécurité publique. Les barrages censés ne pas l'intéresser sont donc la plus nombreux même si souvent, aucun examen sérieux n'a été fait en ce qui concerne les risques à l'aval en cas de rupture [Marche, 2003].

Les plans particuliers d'intervention (PPI) sont des plans d'urgence (établis pour faire face aux risques particuliers liés à l'existence ou au fonctionnement d'ouvrages ou d'installations dont l'entreprise est localisée ou fixe). Ils concernent notamment les aménagements hydrauliques qui comportent à la fois un réservoir d'une capacité au moins égale à 15 millions de m<sup>3</sup> et un barrage ou digue d'au moins 20 mètres de hauteur. Le plan particulier d'intervention (**PPI**) comporte entre autres : les moyens d'alerte et de secours mobilisable et les modalités de mise en œuvre de ces moyens ; la description des installations concernées, la liste des communes, les mesures d'information et de protection des populations, les mesures de diffusion de l'alerte et les mesures d'urgence en cas de danger immédiat [Marche, 2003].

## **CONCLUSION**

La surveillance et l'entretien font partie des actions importantes et primordiales à mener pour garantir la sécurité des ouvrages hydrotechniques, notamment les grands barrages afin d'assurer une sécurité aux agglomérations et riverains à l'aval de tels aménagements. A ce propos, un plan de prévention et d'intervention est indispensable, qui doit être établi lors de la phase d'étude ou même pour déterminer les zones vulnérables aux inondations de l'onde crue et en même temps permettre la mise en place d'un plan de gestion des risques à l'aval pour toute éventualité extraordinaire.

## Chapitre II :

# PRINCIPES GÉNÉRAUX DE MODELISATION DE L'ONDE DE RUPTURE D'UN BARRAGE

### INTRODUCTION

Lorsqu'un barrage se rompt, l'eau du réservoir s'écoule librement et une onde de crue se propage dans la vallée en aval. Souvent, une grande partie de la réserve se perd. On observe généralement des débits beaucoup plus importants que ceux des crues naturelles et une zone inondée plus étendue. La montée des eaux survient plus brutalement et il est plus difficile de s'en protéger. La violence des écoulements s'accompagne de fortes érosions, de modifications majeures à la vallée et destructions de ses infrastructures.

Le but des études de rupture de barrage est de donner aux personnes et aux organismes responsables de cette sécurité une description aussi fiable que possible de ce qui pourrait se produire sur le territoire si une rupture survenait [Marche, 2003].

### II.1-TYPES DE RUPTURE

Le calcul diffère évidemment selon la rupture est instantanée ou non, et selon que l'effacement est total ou partiel. Il convient donc de distinguer plusieurs cas.

#### II.1.1-Barrages en remblai

##### II.1.1.1-La rupture par submersion

Peut se produire pour un déversement très faible par-dessus de la crête, surtout pour un barrage en terre. Le mécanisme d'érosion régressive s'amorce alors à partir du coin aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Un mécanisme d'érosion agrandit alors cette brèche. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la granulométrie des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de la lame d'eau. La submersion par les eaux de la retenue par suite d'un dimensionnement insuffisant des organes évacuateurs de crues est la cause la plus fréquente de rupture des ouvrages. Viennent ensuite les destructions par infiltration dans le massif eux-mêmes. La destruction par suite de la submersion est donc la cause la plus fréquente des catastrophes enregistrées

([Fauchard et Mériaux, 2004], [Mériaux et al, 2001], [Degoutte, 1993], [Mallet et Paquant, 1951]).

### **II.1.1.2-La rupture par renard**

Peut être encore plus rapide une fois qu'elle est initiée. Dans ce cas, la rupture n'est pas instantanée. Néanmoins, certains logiciels à hypothèses simplificatrices simplifiées supposent que la rupture est instantanée. Par contre, des logiciels plus complets peuvent réaliser un calcul en rupture progressive sur calcul de la vitesse et du tirant d'eau de l'onde de rupture ([Fauchard et Mériaux, 2004], [Mériaux et al, 2001], [Degoutte, 1993], [Mallet et Paquant, 1951]).

### **II.1.2-Barrage en béton et en maçonnerie**

Les ruptures des barrages poids se produisent par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots. Ces phénomènes sont quasi-instantanés. Le calcul est classiquement mené en supposant que les barrages voutes s'effacent en totalité et qu'un plot des barrages poids s'efface. Pour les barrages à contrefort, il est possible d'imaginer qu'un seul plot s'efface instantanément. Mais il est ensuite raisonnable de penser que les autres plots s'effacent rapidement, comme un château de cartes. On considérera donc une rupture instantanée et totale pour les barrages en béton et en maçonnerie ([Mériaux et al, 2001], [Degoutte, 1993]).

## **II.2-PRESENTATION DES METHODES DE CALCUL DE L'ONDE DE RUPTURE**

### **II.2.1-Description des phénomènes**

La description du phénomène de rupture de barrage est subdivisée en trois zones d'études :

- a. Le barrage,
- b. La retenue,
- c. La vallée aval.

Dans ce travail, nous allons insister sur les points primordiaux qui influent sur l'évolution de l'hydrogramme au droit du barrage.

### **II.2.1.1-Le barrage**

En fonction du mode de rupture, l'effacement de l'ouvrage est en effet plus ou moins rapide. Il peut être de l'ordre de quelques secondes pour une voûte en béton rompant brusquement, jusqu'à plusieurs heures voire jours pour un barrage en remblai. De manière générale, quel que soit le mode de rupture, un barrage en béton s'effacera (partiellement ou totalement) beaucoup plus vite qu'un barrage en remblai. On parlera de rupture instantanée par opposition à rupture progressive. Toutefois, en fonction de l'hydrogramme incident, de l'origine (phénomène physique et localisation) de la rupture, une brèche peut aussi se développer dans ce dernier type de barrage en quelques minutes et donner naissance à une crue de débit de pointe bien supérieur et de temps de montée bien inférieur à ceux des plus fortes crues naturelles ([Paquier, 1993, 1995, 2002 et 2003]).

### **II.2.1.2-La retenue**

Dans la retenue, la rupture se traduit par une descente plus ou moins rapide du plan d'eau qui peut, dans le cas extrêmes avoir des conséquences sur la stabilité des versants.

### **II.2.1.3-La vallée aval**

A l'aval du barrage, les conséquences peuvent être bien plus dommageables. Suite à une rupture instantanée, (un front mur d'eau qui peut atteindre plusieurs mètres de hauteur) se déplace à grande vitesse (jusqu'à 50 Km/s) en balayant le fond de la vallée. A proximité du barrage, la plupart des ouvrages en travers de la vallée (pont, etc ...) ne résiste pas au choc occasionné par l'impact de l'eau. Le flot peut, en outre, véhiculer des blocs pris au barrage ainsi que de la terre arrachée au fond de la vallée au pied du barrage. Au fur et à mesure que le front progresse, sa vitesse et sa hauteur diminuent et l'effet de choc devient de plus en plus faible. Le dépôt des matériaux charriés s'effectue entraînant par fois des dégâts bien plus importants que la simple submersion. On notera qu'un resserrement de la vallée ou un ouvrage en travers qui résiste quelque temps avant de rompre peut être à l'origine d'une nouvelle augmentation de hauteur du front et d'un regain de l'érosion ([Paquier, 1993, 1995 et 2002]).

Ces grands traits restent valables pour une rupture progressive mais le phénomène étant plus lent, il n'y a, en général, pas de formation d'un front mais plutôt montée rapide des eaux. La charge solide, c'est-à-dire les dépôts qui peuvent, en revanche, être plus importants car le

matériau du corps de la digue susceptible d'être emporté est souvent plus élevé ([Paquier, 1993, 1995 et 2003]).

### **II.2.2-Modélisation des phénomènes**

Dans cette partie, on s'intéresse qu'à la modélisation numérique de l'onde de rupture de barrage en mode unidimensionnelle et bidimensionnelle. Il est évident que l'emploi d'un modèle physique est bien plus coûteux et la mise en œuvre pour des cas complexes prend un temps considérable.

En règle générale, trois points suivant intéressent les autorités :

- a. Les zones susceptibles d'être submergées à la suite de rupture,
- b. Les hauteurs d'eau maximales correspondantes,
- c. Le temps d'arrivée de l'onde qui va conditionner les délais disponibles pour une éventuelle évacuation.

Un autre paramètre intéressant est la vitesse maximale du flot qui (en jonction avec la hauteur d'eau) va donner une idée du pouvoir destructeur de l'onde ; ainsi une vitesse 3 m/s avec tirant d'eau de plus de 50 cm constitue un risque important pour la sécurité des personnes. Il est évident que pour évaluer les dégâts potentiels, une estimation de la durée de submersion, de l'érosion et de dépôts est également nécessaire ([Paquier, 1993], [Paquier, 1995]).

Cependant, la plupart des modèles ne donnent pas toutes ces informations ; le transport solide n'est jamais traité directement, seul le mouvement de l'eau étant modélisé ; par ailleurs, certains modèles ne donnent que la hauteur maximale de submersion et le temps d'arrivée.

Dans la pratique, la modélisation comprend, en général, deux étapes de calcul distinctes correspondant aux deux grandes phases décrites ci-dessus ([Paquier, 1993 et 1995]):

- un premier calcul permet d'obtenir les caractéristiques hydrauliques de l'onde au droit du barrage ;
- ensuite, un calcul de propagation de l'onde de rupture est mené dans la vallée.

### II .2.2.1-Modélisation de la rupture

L'estimation des conséquences d'une rupture de barrage repose évidemment en premier lieu sur la modélisation du processus de rupture lui-même et la formation de l'écoulement au droit de la digue [Paquier, 1995 et 2002]. Il est nécessaire de connaître au droit du barrage, le débit de pointe, la hauteur maximale, l'hydrogramme de rupture ainsi que la prévision des paramètres géométriques et temporels de rupture. Aussi, la première étape de calcul peut être plus ou moins complexe ([Wahl1, 2004], [Paquier, 1993 et 1995], [Tony, 2002]). Dans le cas d'une rupture instantanée, on peut aussi intégrer la détermination de l'hydrogramme de rupture au calcul de propagation. En effet, on suppose l'effacement (total ou partiel) instantané de l'ouvrage et on simule la seule évolution hydraulique à partir d'une condition initiale ou les niveaux d'eau présentent au droit du barrage un saut ([Paquier, 1993 et 1995, 2002,2003]). Pour une rupture progressive, une modélisation détaillée séparée est nécessaire. Soit on suppose connue l'évolution de la brèche (par exemple, linéarité dans le temps), soit on va simuler l'érosion de la digue. Dans le second cas, il faut d'abord choisir le mode de rupture ; ne sont en général simulés, que le renard ou la submersion qui représentent plus de 50% des causes de ruptures réelles et peuvent conduire très rapidement à la ruine de l'ouvrage ([Tony, 2002], [Paquier, 1993,1995 et 2002]).

Le problème de la rupture d'un barrage peut être résolu en considérant qu'il s'agit d'une onde négative d'aval se propageant dans un canal à fond horizontal et sans frottement. Suivant la solution de Ritter, les équations de Ritter s'expriment comme suit ([Chanson, 2006], [Henderson, 1966], [Abdul, 2000], [Graf et Altinakar, 1996]):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial UH}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \end{array} \right. \quad (\text{II-01})$$

Pour les petites ondes, et quand H et U ne dépendent que de H, on pose :

$$\frac{\partial UH}{\partial x} = \frac{\partial UH}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad , \quad \frac{\partial U}{\partial x} = \frac{\partial U}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (\text{II-02})$$

$$\text{Et} \quad \frac{\partial U}{\partial t} = \frac{\partial U}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (\text{II-03})$$

En remplaçant dans l'équation de quantité de mouvement, on obtient :

$$U(h) = \pm\sqrt{gH} + Cte \quad (\text{II-04})$$

On prend les conditions suivantes :  $U=U_0=0$  et  $H=H_0$

$$U(h) = U_0 \pm 2\sqrt{gH} \pm 2\sqrt{gH_0} \quad (\text{II-05})$$

La célérité s'écrit :  $c(h) = U \pm 2\sqrt{gH} = \pm 3\sqrt{gH} \pm 2\sqrt{gH_0}$  (II-06)

On a une onde négative d'aval donc la célérité s'écrit de nouveau  $c(h) = -3\sqrt{gH} + 2\sqrt{gH_0}$

Pour  $H=0$  :  $c(h) = 2\sqrt{gH_0}$  (II-07)

Pour  $H=H_0$  :  $c(h) = -\sqrt{gH_0}$  (II-08)

La courbe de la surface libre est donnée par :

$$x(h) = c t = (-3\sqrt{gH} + 2\sqrt{gH_0})t \quad (\text{II-09})$$

De là, on obtient à la section du barrage,  $x=0$ , à tous les temps, la profondeur, qui est de

$H_{x=0} = \frac{4}{9} H_0$  cette profondeur d'eau reste constante donc indépendante du temps. Les courbes

correspondant à différents instants pivotent toutes autour du point de  $H_{x=0}$ .

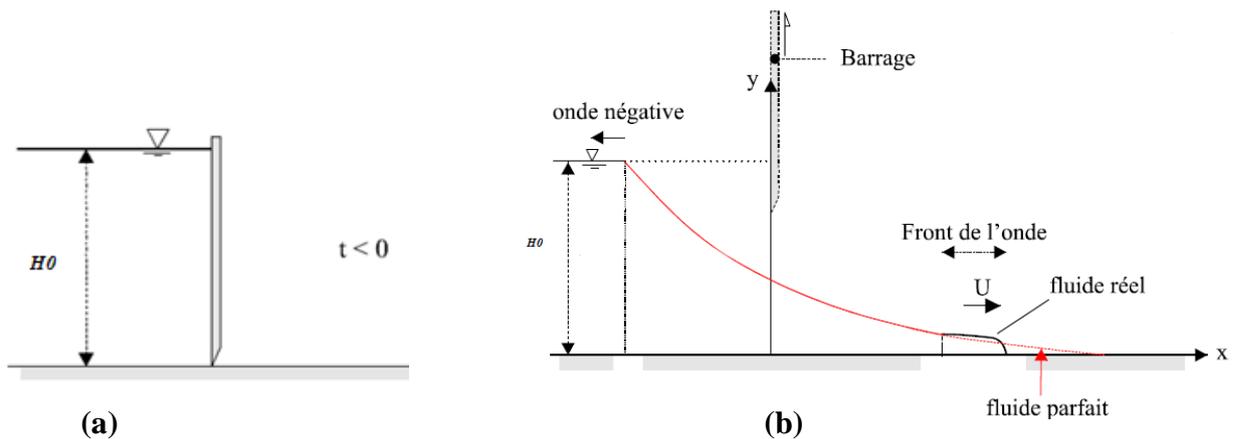
La vitesse, dans cette section,  $x=0$ , est :

$$U_{x=0} = 2\sqrt{g} \left( \frac{2}{3}\sqrt{H_0} - \sqrt{H_0} \right) = \frac{2}{3}\sqrt{gH_0} \quad (\text{II-10})$$

Cette vitesse aussi indépendante du temps.

Le débit unitaire,  $q_0$ , donné par :  $q_0 = HU = \frac{8}{27} H_0 \sqrt{gH_0}$  (II-11)

Ce débit est aussi constant.



**Figure. II.1 :** Onde négative aval ; rupture d'un barrage a) avant et b) après

([Chanson., 2006])

### II .2.2.2-Modélisation de la propagation

Une fois connues les caractéristiques hydrauliques au droit du barrage, on se trouve face à un problème à peu près identique à celui de la propagation d'une crue naturelle. Les différences portent essentiellement sur la forme de l'hydrogramme (le temps de montée est très bref ici) et sur la disproportion entre le lit de la rivière et le débit transite suite à une rupture. Les méthodes sont donc les mêmes, mais les différences mentionnées empêchent souvent les modèles classiques de donner des résultats valables. En effet, pour la propagation des ondes de rupture de barrage, on peut considérer que quatre types de modèles existent [Paquier, 1993, 1995, 2002 et 2003]:

- Résolution des équations de Saint-Venant par le modèle filaire classique;
- Un calcul simplifié fondé sur les mêmes principes décrit précédemment mais traduit en termes de relations simples entre variables adimensionnelles ;
- Des modèles hydrologiques où l'équation de conservation de la masse est privilégiée (réservoir en série), une relation supplémentaire simple permettant de relier débit et volume d'un bief ;
- Les modèles bidimensionnels (équation de Saint-venant en plan).

#### II .2.2.2.1-Modèles et codes de calcul de la propagation due à la rupture

Des codes de calcul ont été développés depuis les années 1960, pour effectuer numériquement la simulation des écoulements de rupture de barrage. En 1994, il y a déjà 27

de ces codes applicables à une analyse de sécurité de barrage au sens large, même certains ne constituaient qu'une programmation différente d'équations similaires [Marche, 2003]. L'utilisation des modèles unidimensionnels est toujours la plus courante et répond au besoin de la grande majorité des études entreprises. Les modèles bidimensionnels permettent de compléter, de détailler ou de nuancer certains aspects traités trop globalement par les hypothèses de l'approche unidimensionnelle.

Dans ce contexte, il est utile de donner deux outils types, représentatifs parmi les meilleurs outils utilisés actuellement. Il s'agit du modèle unidimensionnel **FLDWAV** et le modèle bidimensionnel **SERUM** ([Wahl, 1997], [Marche, 2003]):

**Modèle unidimensionnel FLDWAV :** depuis novembre 1998, le *national Weather Service* (NWS) des États-Unis propose le modèle FLDWAV pour remplacer le modèle DAMBRK. Le DAMBRK est un modèle largement répandu pour l'étude de la rupture des barrages. Le modèle FLDWAV est un modèle implicite aux différences finies pour la résolution des équations unidimensionnelles de Saint-Venant. Développé avec soin, il vise à faciliter de prise en compte d'un grand nombre de conditions de frontières internes et externes propre à la simulation des crues, de leur laminage dans les vallées comportant plusieurs barrages ainsi qu'à prévoir les écoulements de rupture de barrage. Il permet de considérer l'influence des fortes concentrations en sédiments et en débris, capable de la modélisation de l'interconnexion de la rivière ainsi que l'amélioration de la stabilité numérique ([Wahl, 1997], [Marche, 2003]).

**Modèle bidimensionnel SERUM :** on a développé le logiciel SERUM (Système d'Évaluation de Ruptures Multiples) en 1993 et en 1994, en partie à partir du logiciel TASE, pour répondre aux besoins spécifiques de prévision exigés par les études de sécurité des grands aménagements hydroélectriques multi-digues et multi-réservoirs. Le logiciel **SERUM** complète la possibilité courante des modèles unidimensionnels dans plusieurs domaines.

Le SERUM comporte trois fonctions principales utilisables simultanément ou indépendamment ([Marche., 2003]):

- a. SERUM 0, un modèle de calcul des séquences de rupture des digues et des barrages d'une même retenue par la technique des bilans ;

- b. SERUM 1, un modèle de calcul des séquences de rupture des digues et des ouvrages par une simulation unidimensionnelle dynamique des écoulements dans les retenues ;
- c. SERUM 2, un modèle dynamique du calcul complet des écoulements et des ruptures des différents ouvrages dans les biefs et les réservoirs selon une approche bidimensionnelle horizontale.

Le CEMAGREF dispose de logiciels qui permettent de résoudre la plus part des problèmes spécifiquement posés par les ondes de rupture de barrage.

- a. **RUPRO** pour calculer l'hydrogramme de rupture au droit du barrage en terre homogène ;
- b. **RUBAR 3** : qui résout les équations de Saint-Venant monodimensionnelles ;
- c. **RUBAR 20** : qui résout les équations de Saint-Venant bidimensionnelles ;
- d. **CASTOR (Paquier, 1994)** : méthode simplifiée pour la propagation.

En France, La rupture du barrage de Malpasset a mené au développement de nombreux codes de calcul simulent les crues de rupture de barrages dont certains, provenant de l'Electricité de France, sont connus sous les noms de RUPTUR, de MASCARET et de TELEMAR ([Marche., 2003]).

### **II .2.3-Calcul de l'onde de submersion**

Pour déterminer si un danger particulier existe, le calcul de l'extension de l'onde de submersion suite à la rupture d'un ouvrage de retenue est requis.

#### **II .2.3.1-Modèles de calcul de la propagation**

Pour déterminer le débit d'écoulement à une certaine distance à l'aval du barrage, il faut distinguer si l'écoulement est unidimensionnel ou bidimensionnel. Dans la majorité des cas, la topographie présente une vallée avec une zone d'écoulement qui peut être clairement définie par des sections transversales. C'est la situation pour un calcul unidimensionnel. Si l'écoulement peut se propager dans toutes les directions sur une surface plane, il convient d'utiliser un modèle bidimensionnel ([Paquier. 1995 et 2003], [Julien., 1997]).

II 2.3.1.1-Typologie des modèles

II 2.3.1.1.1-Les modèles monodimensionnels

Les hypothèses simplificatrices ainsi que les équations monodimensionnelles seront détaillées par la suite. Dans les modèles monodimensionnels (1D), également appelés modèles filaires, la géométrie du cours d'eau est représentée par une succession de profils en travers eux-mêmes repérés sur un profil en long (Figure.II.3). Les conditions aux limites nécessitent la connaissance d'un hydrogramme et d'un limnigramme. Ce type de modèle fournit le débit passant à travers chaque section (ou la vitesse moyenne dans chaque section) et la cote de la surface libre dans la section en fonction du temps [Roux ., 2004], [Goutx et Ladreyt., 2000],[Lahlou.,1994],[Henderson F.M.,1996]).

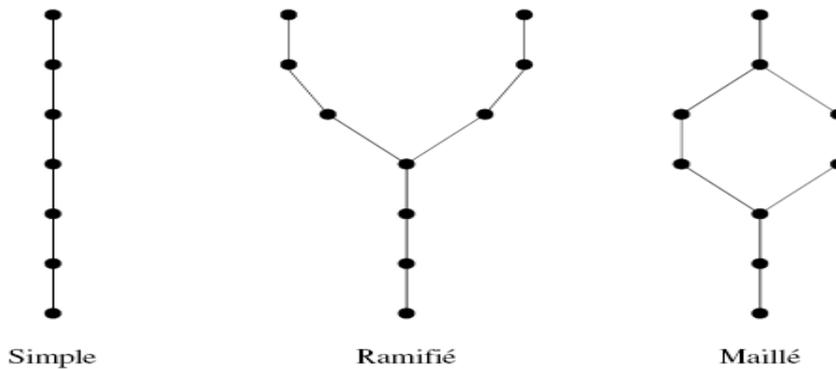


Figure. II.2 : Quelques types de réseaux hydrauliques ([Roux., 2004])

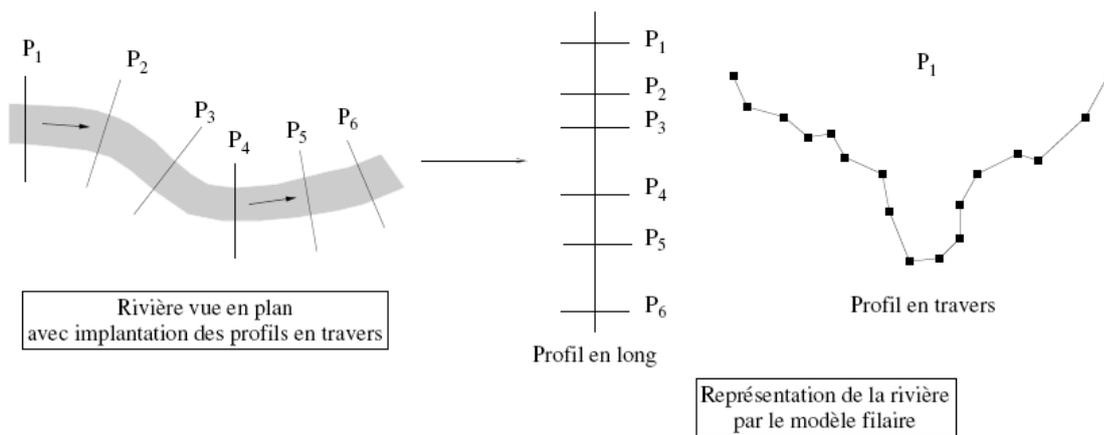


Figure. II .3: Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel ([Roux., 2004])

**Limites des modèles monodimensionnels** Ce modèle est particulièrement bien adopté le long de tronçons de bassins étendus (aval) et bien limités dans lesquels l'écoulement

progresses selon une direction déterminée. La représentation monodimensionnelle fournit de bons résultats pour des écoulements débordant peu du lit mineur.

Les résultats restent satisfaisants lorsque le débordement est important, à condition que la plaine d'inondation ne présente pas de trop fortes singularités, comme des obstacles transversaux par exemple, et que la topologie de la rivière n'évolue pas avec le débit (coupure de méandres, écoulement dans des bras normalement à sec, . . .) ([Roux., 2004], [Goutx et Ladreyt., 2000], [Lahlou., 1994]).

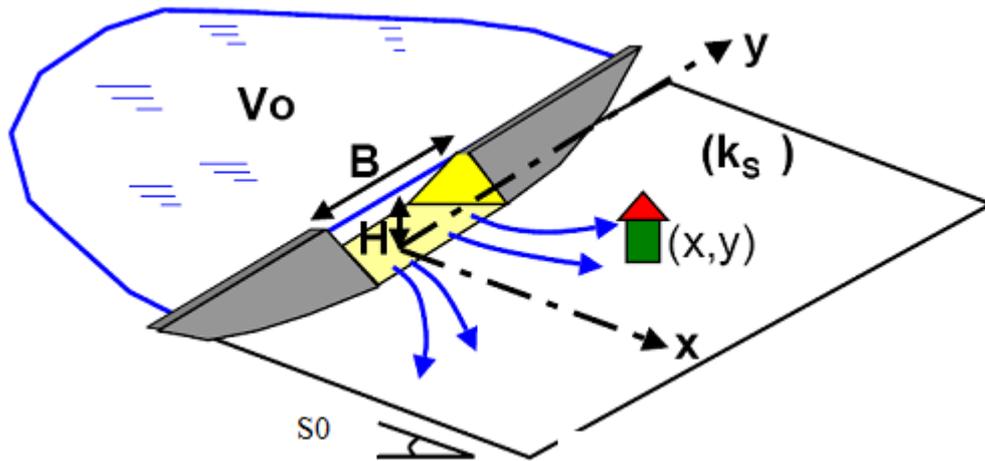
#### **II 2.3.1.1.2-Les modèles à casiers**

Ces modèles 1D à casiers complètent la représentation monodimensionnelle en introduisant la possibilité de modéliser des zones de stockage en cas de débordement. Ces entités, appelées casiers, sont reliées à l'écoulement principal et, éventuellement, entre elles par des lois d'ouvrage qui définissent leur comportement (remplissage/vidange).

**Limites des modèles 1D à casiers :** Par rapport à une simple modélisation filaire, ces modèles permettent de prendre en compte les phénomènes de stockage de l'eau. L'échange de volume entre l'écoulement principal et les casiers latéraux est généralement représenté par une loi d'ouvrage (Ex. : déversoir, vanne, . . .) ou par une loi de résistance. Cependant, le calage des coefficients régissant les lois de ces casiers est particulièrement difficile ([Roux., 2004], [Lahlou., 1994], [Henderson., 1996], [Goutx et Ladreyt., 2000]).

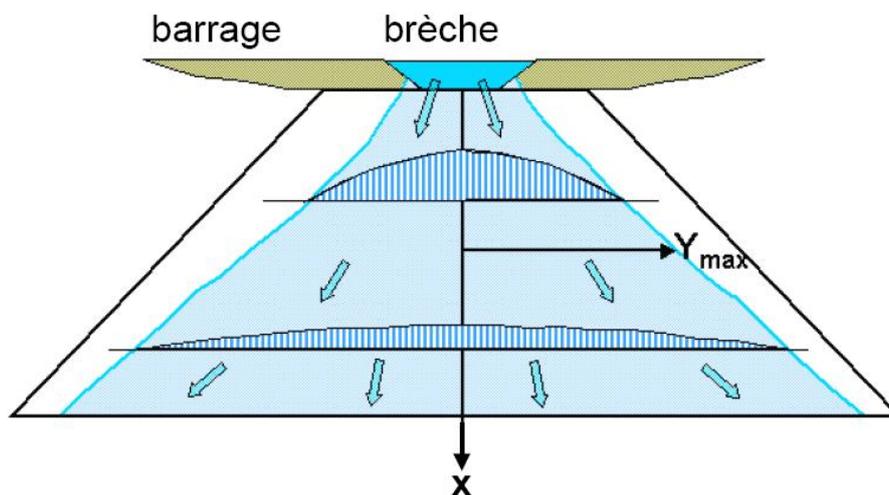
#### **II.2.3.1.1.3-Les modèles bidimensionnels**

Ces modèles bidimensionnels (2D) résolvent les équations de Saint-Venant 2D. La géométrie du cours d'eau est représentée par un maillage 2D de la surface étudiée. Les conditions aux limites nécessitent la connaissance d'un hydrogramme, d'un profil de vitesse et d'un limnigramme. Ces modèles permettent de calculer la cote d'eau et les deux composantes du vecteur vitesse dans chaque maille en fonction du temps ([Roux., 2004], [Lahlou., 1994], [Henderson., 1996], [Goutx et Ladreyt., 2000]).



**Figure. II.4:** Paramètres simplifiés pour le calcul 2D ([Henderson., 1996]).

**Limites des modèles bidimensionnels** Ce modèle peut s'appliquer à toutes formes de bassin ; il est particulièrement bien adapté aux régions de plaine, où l'écoulement peut prendre plusieurs directions. Ce type de modèles nécessite la connaissance des paramètres pour chaque maille et non pas pour chaque profil comme en 1D. En particulier, il est très difficile d'accéder à la géométrie de la rivière de façon suffisamment fine pour que la simulation 2D soit pertinente. De plus, la simulation d'une crue sur toute une rivière avec un modèle 2D est peu réaliste, étant donné le temps de calcul nécessaire ([Goutx et Ladreyt., 2000], [Roux., 2004], [Lahlou., 1994], [Henderson., 1996], [Haider., 2001]).



**Figure.II.5 :** Schéma de la propagation latérale de l'onde ([Henderson., 1996]).

Ces modèles sont souvent utilisés sur une portion de cours d'eau, lorsque la modélisation 1D est mise en défaut, ou bien pour accéder aux champs de vitesses 2D ([Roux., 2004], [Goutx et Ladreyt., 2000], [Lahlou., 1994], [Henderson., 1996]).

### II.3-DONNEES NECESSAIRES

Les données nécessaires sont la géométrie des tronçons, les frottements et pertes de charge et les conditions aux limites et initiales.

### II.4-RESULTATS DE CALCUL

#### II.4.1-Modèle 1D

Les débits, les vitesses et les profondeurs de l'onde sont les résultats qui doivent être déterminés dans les différents profils en travers. Il est ensuite possible d'établir les cartes d'inondation qui donnent les limites de la zone inondée ainsi que celles de la ligne d'énergie [Marche., 2003].

#### II.4.2-Modèle 2D

Les débits, les vitesses et les profondeurs de l'onde sont donnés dans deux directions pour chaque cellule. L'extension spatiale et dans le temps de l'onde peut être suivie pour n'importe quel bassin avec relief. La représentation des résultats est un peu plus compliquée que celle du modèle 1D, car la surface de l'eau n'est pas plane, mais peut fortement varier d'une cellule à l'autre. C'est aussi la raison pour laquelle la ligne d'énergie dans un profil en travers n'est pas plane, mais irrégulière et fortement incurvé (ce qui correspond à la réalité) [Marche., 2003].

#### II.4.3-Scénario de rupture

Les méthodes usuelles de calcul prennent en compte une rupture instantanée et complète du barrage. Alors qu'il est apparu difficile de remettre en cause l'hypothèse de l'effacement instantané, il a semblé nécessaire de proposer selon le type d'ouvrage [Marche., 2003]:

✓ **l'effacement complet**

Pour les barrages voutes les barrages poids-béton et les barrages à contreforts, cette hypothèse semble justifiée en l'état actuel des connaissances.

On peut admettre une rupture complète pour les barrages à noyaux en béton ou en maçonnerie et les barrages à étanchéité mince y compris les ouvrages à masque amont en béton et ceux imperméabilisés par feuille ou membrane ([Marche., 2003]).

✓ **l'effacement partiel**

Pour les ouvrages homogènes en terre ou en enrochements, à zones ou à noyaux épais en terre (sauf dans les vallées très étroites), l'hypothèse est franchement pessimiste et difficilement acceptable. Une étude portant sur une trentaine de ruptures réelles conduit à penser que les phénomènes sont mieux représentés par une brèche de dimension plus limitée (quoique toujours considérée comme intervenant instantanément) ([Tony., 2002], [Marche., 2003]).

**II.4.4 Conditions initiales**

Le niveau normal de retenue est admis comme niveau initial (ouvrage d'accumulation en exploitation normale). Pour certains ouvrages, pour lesquels l'obstruction de l'évacuateur de crues départ des corps flottants est possible, le niveau du plan d'eau de départ sera admis identique à celui du couronnement [Marche., 2003].

**II.4.5 Représentation des résultats**

Les résultats des calculs de l'onde de submersion permettent d'établir une carte indiquant les limites de l'extension de l'onde de submersion. Les limites d'inondation sont définies par la ligne d'énergie (hauteur d'eau + hauteur de vitesse). Si l'écoulement de l'onde de submersion reste confiné dans le lit du cours d'eau, seul le plan d'eau est considéré [Marche., 2003].

**CONCLUSION :**

Le modèle unidimensionnel est particulièrement bien adapté le long de tronçon de bassin étendus et bien limités dans lesquels l'écoulement progresse selon une direction déterminée, apportant les premières réponses face aux risques de l'inondation en cas de rupture d'un barrage à l'amont. Le calcul unidimensionnel peut permettre de localiser les contours préalables des zones vulnérables en cas de rupture d'un barrage. Dans cette optique, nous allons établir le modèle mathématique unidimensionnel de la propagation d'onde de rupture d'un barrage.

## Chapitre III :

# MODELE MATHEMATIQUE DE PROPAGATION DE L'ONDE DE RUPTURE D'UN BARRAGE

### INTRODUCTION

Les équations dites “de Barré de Saint-Venant”, publiées en 1871 (Saint-Venant A.J.C., 1871), occupent encore aujourd’hui une place primordiale dans les études en hydraulique maritime ou fluviale ainsi que la propagation de l’onde de rupture d’un barrage. Ces équations décrivent les écoulements à surface libre en eaux peu profondes, d’où leur appellation anglaise “*Shallow Water Equations*” ([Liang *et al.*, 2004], [Aureli *et al.*, 2000], [Idelsohn *et al.*, 2004], [Yang *et al.*, 2006], [Hervouet et Petitjean., 1999], [Tawatchai et Chaiyuth., 2001], [Chanson., 2006], [Marche., 2003]).

### III.1-HYPOTHESES ET APPROXIMATIONS

Les équations de Saint-Venant peuvent être déduites de l’intégration des équations de Navier-Stokes sur toute la profondeur, avec les hypothèses suivantes ([Hervouet., 2003 et 2007], [Hervouet et Petitjean., 1999], [Valiani *et al.*, 2002], [Fennema et Chaudhry., 1987]) :

- Hypothèse de pression hydrostatique

Nous supposons ici que l’accélération du mouvement sur la verticale est négligeable devant l’accélération due à la gravité.

- Hypothèse de l’imperméabilité du fond et de la surface libre

On suppose qu’il n’y a pas de transfert de masse à travers le fond et la surface libre, et qu’une particule d’eau située sur une de ces deux surfaces y restera au cours du temps.

- La pente du fond est faible vis à vis de la profondeur d’eau ;
- La composante verticale de la vitesse ainsi que ses variations (spatiales et temporelles) sont faibles ;
- Les variations verticales des deux composantes horizontales  $u$  et  $v$  sont négligeables ;

- La répartition des vitesses est supposée uniforme sur une verticale; autrement dit, la vitesse calculée sera la vitesse moyenne d'une colonne d'eau;
- Le lit est fixe (pas de transport solide, pas d'érosion, pas de dépôt) ;
- Le fluide est incompressible.

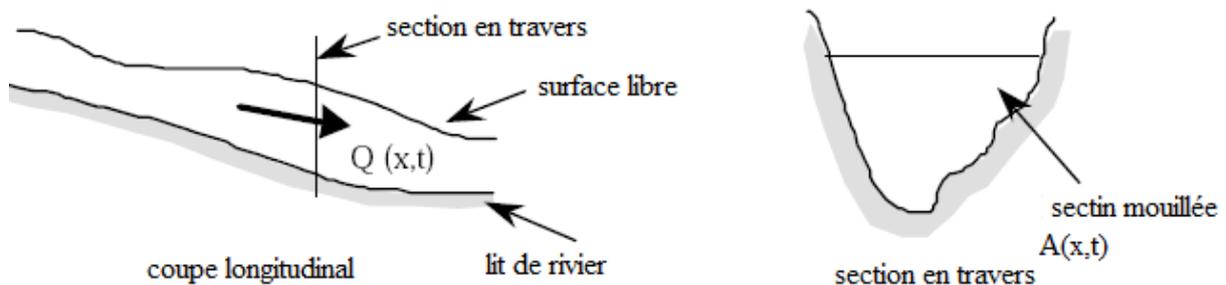
### III.2-MODELE DE PROPAGATION D'ONDE

Les équations régissant ce type d'écoulement sont les équations de Saint-Venant établies sous les hypothèses supplémentaires suivantes ([Yang et al ., 2006], [Valerio Callefi et al ., 2003],[Hervouet et Petitjean.,1999], [Fennema et Chaudhry.,1987],[Tawatchai et Chaiyuth., 2001]):

- L'effet de la force de Coriolis est négligeable;
- Les contraintes tangentielles au fond du canal sont prépondérantes sur les autres,
- L'effet de l'entraînement d'air n'est pas pris en considération ;
- Le coefficient de résistance aux frottements pour l'écoulement non permanent peut être représenté globalement par les formules de la résistance du même type que celles qui sont valables dans l'écoulement permanent (formule de Chezy ou de Manning).

### III.3-EQUATIONS DE SAINT-VENANT MONODIMENSIONNELLES

L'intégration latérale des équations de Saint-Venant produit le modèle unidimensionnel (1D). Elles permettent de calculer les hauteurs d'eau et vitesses moyennes le long de la direction d'écoulement en fonction du temps ([Tawatchai et Winyu., 1999],[Ancy., 2005], [Hervouet., 2007], [Yang et al., 2006], [Tawatchai et Chaiyuth., 2001],[Morris., 2000]).



**Figure. III.1** : Géométrie de la rivière ([Ancy., 2005]).

En l'absence de singularités, les équations de Saint-Venant pour un écoulement monodimensionnel se décomposent comme suit :

– **Équation de conservation de la masse**

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{(III-01)}$$

– **Équation de conservation de la quantité de mouvement**

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{Q^2}{U} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad \text{(III-02)}$$

Tel que : A et Q sont des fonctions continues, différentiables.

$\beta = \frac{A}{Q^2} \int u^2 dA$  : Coefficient de Boussinesq, nombre adimensionnel traduisant l'hétérogénéité du champ de vitesses.

Les deux premiers termes décrivent l'accélération temporelle et locale, respectivement. Ces termes désignent souvent les termes d'inertie. Le troisième terme représente la force de pression longitudinale nette, alors que les deux derniers reflètent les effets de la pesanteur et du frottement dans la direction x, respectivement. Ces deux équations (IV-01) et (IV-02) avec des conditions appropriées initiale et de frontière, ils définissent un modèle pour l'écoulement unidimensionnel dans des canaux ouverts ([Hicks et Steffler ,1990], [Graf et Altinakar., 1996], [Yang *et al.*, 2006],[Fennema et Chaudhry.,1987], [Valiani *et al.*,2002]).

Avec les hypothèses supplémentaires suivantes :

- a. L'écoulement est monodimensionnel,
- b. Il n'y a pas de variation significative de la section d'écoulement sur de courtes distances (les variations sont toujours progressives). On parle de régime graduellement varié ou bien d'approximation des grandes longueurs d'onde pour désigner ce régime ou cette approximation.
- c. L'axe de l'écoulement est considéré comme étant une ligne droite, c'est-à-dire que le rayon de courbure de l'axe du cours d'eau est très grand ;
- d. Aucun apport latéral ne se produit ;
- e. Les lignes de courant sont droites et parallèles ;
- f. Les deux variables dépendantes sont des fonctions différentiables et continus.

Ces deux équations devront permettre de résoudre le problème moyennant la connaissance adéquate des conditions initiales et aux limites. Les inconnues sont Q(x, t) et

$H(x,t)$  ou indifféremment  $U(x,t)$  et  $H(x,t)$  puisque à chaque instant  $Q = A.U$  . Les données sont  $A$  (connu si  $H$  est connu) et  $S_0$  tel que  $S_f$  est la pente énergétique,  $S_0$  est la pente longitudinale du fond ([Degoutte., 2001], [Graf et Altinakar., 1996]).

Le mouvement de l'onde de rupture de barrage est gouvernée par les équations de saint venant avec un régime instationnaire graduellement varie. On peut admettre qu'à chaque instant, la formule du régime uniforme est valable ([Hervouet., 2007], [Sakkas ., Strelko., 1973],[Yang et al., 2006], [Fennema et Chaudhry.,1987]).

### III.3.1-Equations simplifiées de Saint-Venant

En considérant les différents termes dans l'équation dynamique on distingue les types d'ondes suivants :

L'onde dynamique, l'onde de gravité et l'onde cinématique selon le nombre d'éléments considérés dans le modèle. L'onde dynamique, par exemple, si on considère tous les termes de l'équation de quantité de mouvement. L'onde de gravité néglige l'effet de pente de lit et l'effet de frottement qui se développe entre l'eau et les berges de la rivière. L'onde cinématique considère juste les effets de la pente de lit et les effets du frottement qui se développe entre l'eau et les berges, Comme sui ([Souza et al., 2005], [Graf et Altinakar., 1996],[Ferrick.,1985],[Hervouet et Petitjean.,1999], [Mahmood et Yevjevich., 1975]):

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} (QU) + g \frac{\partial H}{\partial x} = gS_0 - gS_f$$

Onde cinématique

---

Onde diffusive

---

Onde dynamique quasi permanente

---

Onde dynamique

(III-03)

(III-04)

(III-05)

(III-06)

L'équation de continuité reste toujours valable pour chacun de ces types d'onde. Le modèle d'onde dynamique est employé pour analyser les inondations instantanées causées par la rupture de barrage ([Hervouet., 2007], [Mujumdar., 2001], [Marche., 2003], [Yang et al., 2006], [Hervouet et Petitjean.,1999],[Fennema et Chaudhry.,1987]).

### III.4-AUTRES FORMES DES EQUATIONS DE SAINT-VENANT

#### III.4.1-Equations de Saint-Venant pour une section quelconque

Le système d'équations de Saint Venant s'écrit :

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \end{cases} \quad (\text{III-07})$$

$gA \frac{\partial H}{\partial x} = g \frac{\partial AH}{\partial x} - gH \frac{\partial A}{\partial x}$  En remplaçant par ce terme dans l'équation de quantité de mouvement on obtient :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + \frac{\partial gAH}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f + gH \frac{\partial A}{\partial x} \quad \text{Avec } A = \int_0^H b(z).dz \quad (\text{III-08})$$

Donc le système devient :

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} + gI_1 \right) = gAS_0 - gAS_f + gI_2 \end{cases} \quad (\text{III-09})$$

L'écriture vectorielle du système des équations de saint venant sous sa forme conservative s'écrit :

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} = R \quad (\text{III-10})$$

$$\text{Telle que : } \psi = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}, \quad F = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}, \quad R = \begin{pmatrix} 0 \\ gA(S_0 - S_f) + gI_2 \end{pmatrix} \quad (\text{III-11})$$

$$I_1 = \int_0^H H.b(z).dz \quad \text{Et} \quad I_2 = \int_0^H H.\frac{\partial b(z)}{\partial x}.dz \quad (\text{III-12})$$

### III. 4.2-Equations de Saint-Venant pour une section rectangulaire

#### III.4.2.1-forme conservative

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(QU) + gA \frac{\partial H}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \end{cases} \quad (\text{III-13})$$

A=HB

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{gAH}{2} \right) &= \frac{g}{2} \left( A \frac{\partial H}{\partial x} + H \frac{\partial A}{\partial x} \right) = \frac{gHB}{2} \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{gH}{2} \frac{\partial HB}{\partial x} \\ &= \frac{gHB}{2} \frac{\partial H}{\partial x} + \left( \frac{gHB}{2} \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{gH^2}{2} \frac{dB}{dx} \right) \\ &= gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{gH^2}{2} \frac{dB}{dx} = gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{gAH}{2B} \frac{dB}{dx} \end{aligned} \quad (\text{III-14})$$

L'équation de quantité de mouvement sous sa forme conservative devient :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(QU) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{gAH}{2} \right) - \frac{gAH}{2B} \frac{dB}{dx} = gA(S_0 - gS_f) \quad (\text{III-15})$$

#### III. 4.2.2-forme non conservative

Le terme de pression peut se développer comme suit :

$$gH \frac{\partial A}{\partial x} = \frac{gA}{B} \frac{\partial A}{\partial x} = \frac{gA}{B} \left( B \frac{\partial H}{\partial x} + H \frac{dB}{dx} \right) = gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{gAH}{B} \frac{dB}{dx} \quad (\text{III-16})$$

Et

$$\begin{aligned} \frac{\partial QU}{\partial x} &= \frac{\partial(AU^2)}{\partial x} = U \frac{\partial(AU)}{\partial x} + AU \frac{\partial U}{\partial x} = U \left( \frac{\partial(AU)}{\partial x} + A \frac{\partial U}{\partial x} \right) \\ &= U \left( \frac{\partial(AU)}{\partial x} + A \frac{\partial U}{\partial x} \right) = U \left( \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(AU)}{\partial x} - U \frac{\partial A}{\partial x} \right) = 2U \frac{\partial Q}{\partial x} - U^2 \frac{\partial A}{\partial x} \end{aligned} \quad (\text{III-17})$$

En remplaçant par ces deux termes dans l'équation de quantité de mouvement on obtient :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2U \frac{\partial Q}{\partial x} + (gH - U^2) \frac{\partial A}{\partial x} = gA \left( S_0 + \frac{H}{B} \frac{dB}{dx} - S_f \right) \quad (\text{III-18})$$

Les deux équations de continuité et de quantité de mouvement peuvent être écrites :

$$\frac{\partial}{\partial t} \begin{Bmatrix} A \\ Q \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ (gH - U^2) & 2U \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \begin{Bmatrix} A \\ Q \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ gA \left( S_f - S_0 - \frac{H}{B} \frac{dB}{dx} \right) \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (\text{III-19})$$

$$\frac{\partial \{\psi\}}{\partial t} + [W] \frac{\partial \{\psi\}}{\partial x} + \{F\} = \{0\} \quad (\text{III-20})$$

Où :

$$\psi = \begin{Bmatrix} A \\ Q \end{Bmatrix} \quad : \quad \text{représente le vecteur solution ;}$$

$$[W] = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ (gH - U^2) & 2U \end{bmatrix} \quad : \quad \text{représente la matrice de convection ;}$$

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ gA \left( S_f - S_0 - \frac{H}{B} \frac{dB}{dx} \right) \end{Bmatrix} \quad : \quad \text{représente le vecteur des termes sources.}$$

Il n'est pas évident que la forme conservative donne une plus grande exactitude qu'une forme non conservative ; cependant, en général on l'a constaté que les formes conservatives tendent à donner des résultats plus précis.

On néglige le terme de pression latérale pour un canal rectangulaire on obtient :

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial t} + U \frac{\partial H}{\partial x} + H \frac{\partial U}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \end{cases} \quad (\text{III-21})$$

Ceux-ci peuvent être présentés sous une forme avec une matrice de convection symétrique par l'introduction d'une nouvelle variable ; c :

$c = \sqrt{gH}$  La célérité des ondes de gravité.

$$H = \frac{c^2}{g} \quad \text{Et} \quad dH = \frac{2c}{g} dc \quad (\text{III-22})$$

La substitution dans les équations de continuité et quantité de mouvement on obtient :

$$\frac{\partial}{\partial t} \begin{Bmatrix} 2c \\ U \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} U & c \\ c & U \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \begin{Bmatrix} 2c \\ U \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ g(S_f - S_0) \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (\text{III-23})$$

### III. 4.3-Classification des équations de Saint-Venant

La méthode de résolution utilisée dépend de la classification mathématique des équations aux dérivés partielles régissant le system physique. Elliptique, parabolique et hyperbolique la différence détermine :

a- le type du domaine dans lequel le problème est formulé ; et

b- le type des conditions de frontière a prescrit sur la frontière de ce domaine.

Le système d'équations aux dérivés partielles non linéaire,  $\frac{\partial \{\psi\}}{\partial t} + [W] \frac{\partial \{\psi\}}{\partial x} + \{F\} = \{0\}$  est classifiée comme hyperbolique parce que les valeurs propres et les vecteurs propres de la matrice de convection,  $W$  sont réels et distincts ([Won et al., 2005], [Alfio et al., 2002]).

### CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté le modèle mathématique de propagation de l'onde de rupture d'un barrage, avec les hypothèses nécessaires, ce modèle est un système d'équations hyperbolique non linéaire.

Il existe plusieurs méthodes de résolution numérique à savoir : différence finie, volume fini, éléments finis.etc. Dans le chapitre suivant, on retiendra la méthode des éléments finis pour la modélisation du problème posé.

## Chapitre IV :

# MODELISATION PAR METHODE DES ELEMENTS FINIS (M.E.F)

### INTRODUCTION

Les équations de Saint-Venant constituent un système d'équations aux dérivées partielles non linéaires de type hyperbolique. L'intégration exacte de ces équations étant très complexe, leur solution analytique est rare mais la résolution numérique est maintenant tout à fait courante sur micro ordinateur [Degoutte., 2001], [Hazzab et al., 2005], [Ghanem., 1995]).

L'approche pour n'importe quel schéma numérique peut être généralisée dans trois étapes : discrétisation ; transformation et solution. D'abord le problème est discrétisé en divisant le domaine en éléments. La deuxième étape est la transformation qui est réalisée en rapprochant les équations algébriques gouvernantes pour chaque élément. En conclusion, les équations algébriques sont résolues en utilisant les méthodes matricielles direct ou indirect. Néanmoins, il existe plusieurs méthodes numériques pour résoudre les équations de l'écoulement instationnaire dans les canaux ouverts permettant le traitement informatique de ces équations, il s'agit des [Burnett., 1987], [Hazzab et al., 2005], [Hicks et Steffler. 1990],[Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly., 2006], [Ambrosi et Saleri., 1994]):

- Méthodes des caractéristiques (M.C) : (*Method of Characteristics*)
- Méthodes des différences finies (M.D.F) : (*Finite Difference methods*)
- Méthodes des éléments finis (M.E.F) : (*Finite Element Methods*)
- Méthodes des volumes finis (M.V.F) : (*Finite Volume Methods*)

La présente étude est une contribution à la résolution de ces équations par la méthode des éléments finis.

### IV.1-METHODE DES ELEMENTS FINIS (M.E.F)

#### IV.1.1-Introduction

L'uniformité et la généralité fondamentales de la méthode des éléments finis ont fourni un certain nombre d'avantages qui sont en particulier adaptés à cette recherche. Parmi ces avantages, il y a le fait qu'il n'est pas nécessaire de séparer les algorithmes de calcul des

écoulements fluviaux et torrentiels. En plus, les éléments décrivant le domaine de calcul permettent d'adapter très facilement la topographie de la rivière. Aussi, l'utilisation des conditions aux limites naturelles est un avantage significatif. L'intérêt particulier à cette recherche est le fait que la méthode des éléments finis se prolonge aisément à des dimensions plus élevées ([Hicks et Steffler. 1990], [Ghanem., 1995], [Szymkiewicz., 1991], [Alpaos et Defina., 1994]). Son utilisation en mécanique des fluides numérique remonte maintenant à plus de 25 ans et il existe de nombreux programmes à partir desquels on peut développer des applications spécifiques ([Annie., 2000], [Ghanem., 1995], [Hicks e Steffler., 1992]).

**IV.1.2-Généralité sur la méthode des éléments finis**

**IV.1.2.1-Approximation nodale**

Un modèle mathématique d'un système physique fait intervenir plusieurs variables ou fonctions dites exactes  $\psi_{ex}(x)$ : vitesse, hauteur, etc. Celles-ci sont représentées par des fonctions (approchées)  $\psi(x)$  telle que la différence :  $e(x) = \psi(x) - \psi_{ex}(x)$  soit assez petite pour l'objectif visé ([Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly., 2006]).

Pour construire la fonction approchée nous avons deux approximations:

$$\psi(x) = \langle P_1(x).P_2(x).....P_n(x) \rangle \left\{ \begin{matrix} a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ a_n \end{matrix} \right\} = \langle P \rangle \{a\} \tag{IV-01}$$

$$\psi(x) = \langle f_1(x).f_2(x).....f_n(x) \rangle \left\{ \begin{matrix} \psi_1 \\ \psi_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \psi_n \end{matrix} \right\} = \langle f \rangle \{\psi\} \tag{IV-02}$$

Définitions :

- Les paramètres  $a_i$  sont les paramètres généraux de l'approximation.
- Les paramètres  $\psi_i$  sont les paramètres nodaux ou variables nodales de l'approximation.
- La relation (V-01) définit une approximation non nodale.
- La relation (V-02) définit une approximation nodale.
- Les fonctions  $P(x)$  sont les fonctions de base de l'approximation.

- Les fonctions  $f(x)$  sont les fonctions d'interpolation.

L'approximation nodale possède deux propriétés fondamentales :

a- Comme  $\psi(x_i) = \psi_i$ , les fonctions  $f_i$  vérifient :

$$f_j(x_i) = \begin{cases} 0 & \text{si } j \neq i \\ 1 & \text{si } j = i \end{cases} \quad (\text{IV-03})$$

b- l'erreur d'approximation définie par :  $e(x) = \psi(x) - \psi_{ex}(x)$  s'annule en tous les nœuds  $x_i$   
 $e(x_i) = 0$

#### IV.1.2.2-Approximation par éléments finis

La construction d'une fonction approchée  $\psi(x)$  est difficile lorsque le nombre  $n$  de nœuds et donc de paramètres  $u_i$  devient important. Le problème se complique encore si le domaine  $D$  a une forme complexe et si la fonction  $\psi(x)$  doit satisfaire des conditions aux limites sur la frontière de  $D$  ([Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly., 2006]).

La méthode d'approximation nodale par sous-domaines simplifie la construction de  $\psi(x)$  et s'adapte très bien au calcul sur ordinateur.

Elle consiste à :

- Identifier un ensemble de sous-domaines  $D^e$  du domaine  $D$ .
- Définir une fonction approchée  $\psi^e(x)$  différente sur chaque sous-domaine  $D^e$  par la méthode d'approximation nodale. Chaque fonction  $\psi^e(x)$  peut dépendre des variables nodales d'autres sous-domaines comme c'est le cas de l'approximation de type spline.

La méthode d'approximation par éléments finis est une méthode particulière d'approximation par sous-domaines qui présente les particularités suivantes :

- L'approximation nodale sur chaque sous-domaine  $D^e$  ne fait intervenir que les variables nodales attachées à des nœuds situés sur  $D^e$  et sur sa frontière.
- Les fonctions approchées  $\psi^e(x)$  sur chaque sous-domaine  $D^e$  sont construites de manière à être continues sur  $D^e$  et elles satisfont des conditions de continuité entre les différents sous-domaines.

#### Définitions :

- Les sous-domaines  $D^e$  sont appelés des éléments.
- Les points en lesquels la fonction approchée  $\psi^e(x)$  coïncide avec la fonction exacte  $\psi_{ex}(x)$  sont les nœuds d'interpolation ou points nodaux.

- Les coordonnées  $x_i$  de ces nœuds sont les coordonnées nodales.
- Les valeurs  $\psi_i = \psi^e(x_i) = \psi_{ex}(x_i)$  sont les variables nodales.

L'approximation par éléments finis présente deux aspects distincts :

- Il faut tout d'abord définir analytiquement la géométrie de tous les éléments, ce qui est plus ou moins compliqué selon leurs formes.
- Il faut ensuite construire les fonctions d'interpolation  $f_i(x)$  correspondant à chaque élément.

#### IV.1.2.3-Notion d'élément de référence

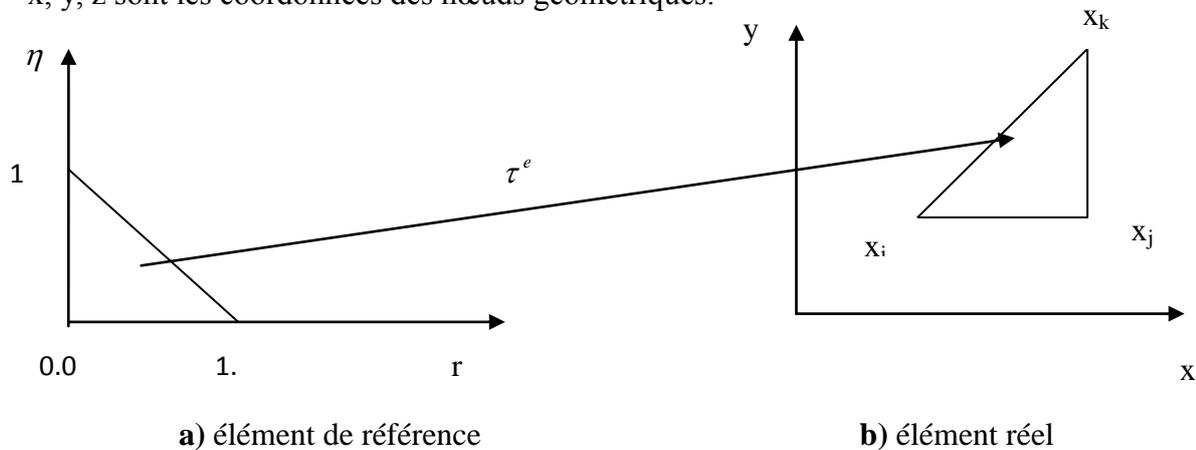
De manière à simplifier la définition analytique des éléments, de forme complexe, on introduit la notion d'élément de référence simple situé dans un repère de référence. L'élément de référence peut être transformé en élément quelconque par une transformation géométrique bijective ([Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly., 2006]).

Cette transformation a la forme :

$$\tau^e : \xi(r, \eta, \dots) \rightarrow X(x, y, z, \dots)$$

Où :

$x, y, z$  sont les coordonnées des nœuds géométriques.



**Figure. IV.1** : Transformation géométrique d'un élément

La transformation géométrique est présentée en reliant les coordonnées sur l'élément réel ( $x, y$ ) en fonction de  $\eta, r$  elle s'écrit :

$$x = \sum \bar{f}_i(r, \eta) x_n \tag{IV-04}$$

$$y = \sum \bar{f}_i(r, \eta) y_n \tag{IV-05}$$

Où :

$x_n, y_n$  : coordonnées aux nœuds

$\bar{f}_i$  : fonction de transformation géométrique

N.B : si les fonctions d'interpolation  $f_i(r, \eta)$  sont identiques aux fonctions de transformation géométriques  $\bar{f}_i(r, \eta)$  l'élément est dit iso paramétrique.

Le but du passage d'un élément réel à un élément référence est d'alléger le volume de calcul réduisant plusieurs opérations (communes) en une seule.

#### IV.1.2.4-Transformation Jacobéenne

L'existence de deux repères différents l'un de référence, l'autre réel nécessite une matrice jacobéenne pour le passage d'un repère à l'autre ([Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly ., 2006]).

Toutes les expressions qui impliquent des dérivées en x, y, z sont transformées en r,  $\eta$  grâce à la matrice Jacobéenne  $[J]$ .

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (IV-06)$$

On notera :  $\{\partial_\tau\} = [J]\{\partial_x\}$  de même  $\{\partial_x\} = [j]\{\partial_r\}$  avec  $[j] = [J]^{-1}$

Les termes de  $[J]$  sont obtenues comme suit :

$$\begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix} = \{\bar{f}(r, \eta)\}^\tau [\{x\}\{y\}] \quad (IV-07)$$

Donc :

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{bmatrix} (x, y) = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} & \frac{\partial}{\partial \eta} \\ \frac{\partial}{\partial r} & \frac{\partial}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\bar{f}(r, \eta)\}^\tau \\ \{\bar{f}(r, \eta)\}^\tau \end{bmatrix} \quad (IV-08)$$

Elle est donc le produit de deux matrices l'une contenant les dérivées en r,  $\eta$  des fonctions de transformation géométrique, et l'autre les coordonnées des nœuds géométriques de l'élément.

En ce qui concerne l'intégration, on aura qu'à remplacer :

$$\int_D f(x, y) dx dy \quad \text{Par} \quad \int_D f(r, \eta) \det(J) dr d\eta \quad (IV-09)$$

**IV.1.2.5-Intégration numérique**

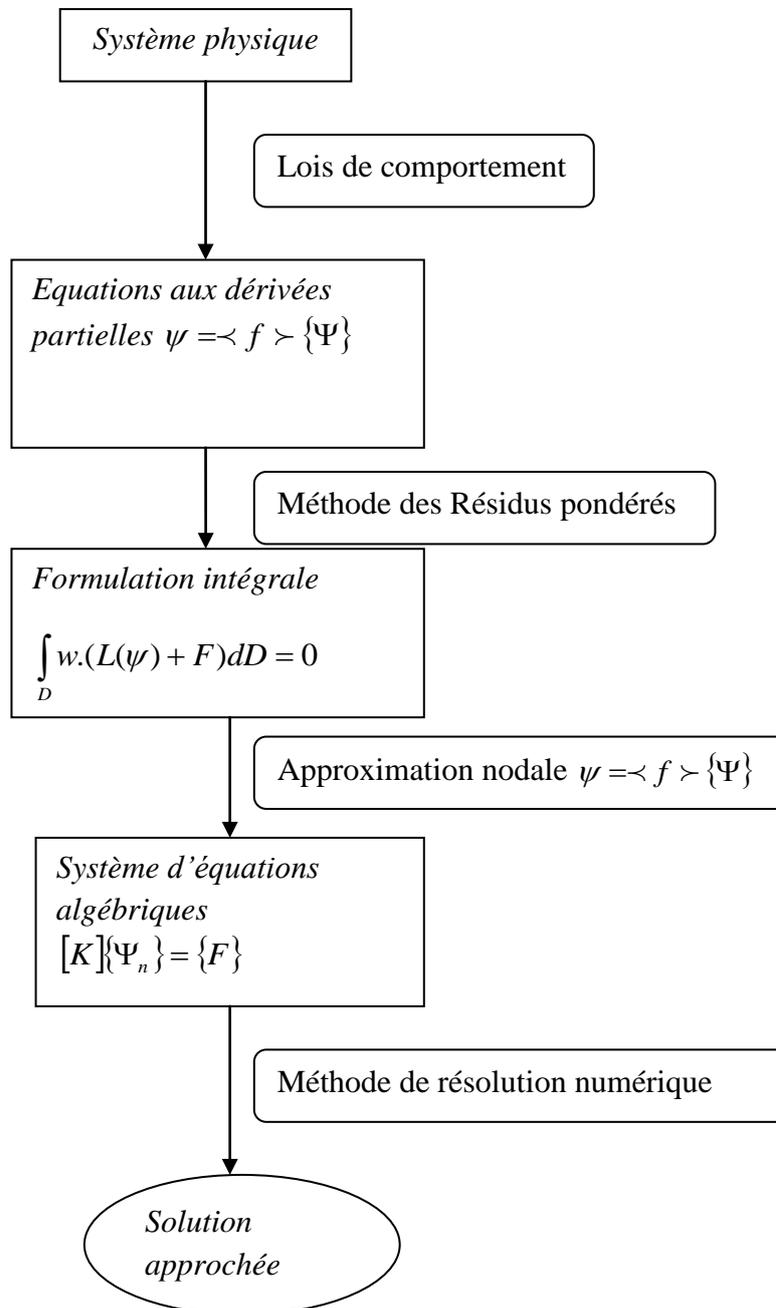
Pour les schémas d'intégration habituels, ceci revient à remplacer les intégrales par la somme de valeurs pondérées, de la fonction à intégrer en certain nombre de "points d'intégration" ou points "d'échantillonnage", notés ici  $g_i$ . Par exemple dans le cas d'une seule dimension d'espace, on souhaite intégrer une fonction  $Y(r)$  sur un intervalle de référence, par exemple  $[-1, 1]$  ([Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly., 2006], [Smith., Griffiths., 1988]) :

$$\int_{-1}^1 Y(r) dr \approx \sum_{i=1}^{n_p} w_i Y(g_i) \quad (\text{IV-10})$$

Qui est le schéma d'intégration numérique en 1D, où les  $n_p$  points  $g_i$  sont les points d'intégration du schéma, de coordonnées, les  $w_i$  sont des coefficients de pondération ou "poids" associés aux points d'intégration du schéma ([Alfio et *al.*, 2002], [Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly ., 2006], [Smith et Griffiths ., 1988]).

IV.1.2.6-Formulation intégrale

La modélisation d'un phénomène physique avec la méthode des éléments finis suit les étapes suivantes ([Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly., 2006], [Smith et Griffiths., 1988]):



**Figure.IV.2** : Principales étapes de la simulation d'un problème physique par la méthode des éléments finis.

La méthode des résidus pondérés fournit selon le choix de la fonction de pondération tout un ensemble de formulations intégrales ([Alfio., Riccardo., Fausto., 2002], [Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly., 2006], [Smith et Griffiths., 1988]):

- Formulation de type Galerkin, ou Ritz.
- Formulation de type collocation par points ou par sous-domaines.

- Formulation de type moindre carré.
- Formulation de type équations intégrales de contour.

La méthode des résidus pondérés consiste à rechercher des fonctions ( $\psi$ ) qui annule la forme intégrale ([Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly., 2006], [Smith et Griffiths., 1988]):

$$W(\psi) = \int_D \langle w \rangle \{R(\psi)\} dD = 0 \quad (IV-11)$$

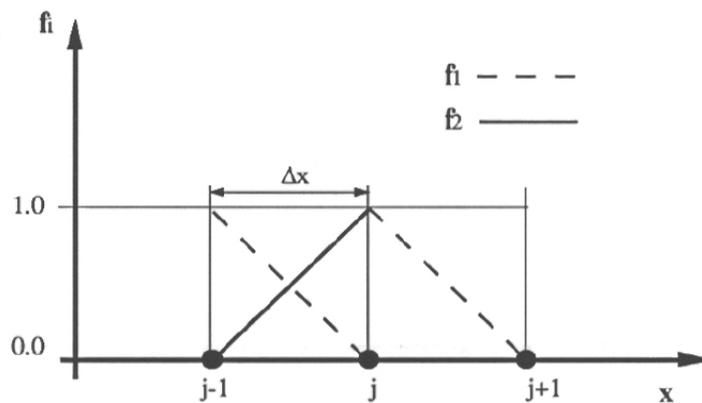
#### IV.2-ELEMENTS FINIS POUR LES EQUATIONS DE TRANSPORT

L'application de la méthode des éléments finis implique deux étapes, tout d'abord une solution approchée doit être développée. Cette solution doit être optimisée d'une manière quelconque afin de réduire au minimum l'erreur entre la solution approchée et la solution exacte ([Dhatt et Touzot., 1984], [Coffignal., 2002], [Spiteri., 2009], [Szymkiewicz., 1991]).

On considère la forme non conservative de l'équation linéaire de transport suivante :

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} + T \frac{\partial \psi}{\partial x} = 0 \quad (IV-12)$$

Une fonction d'interpolation (ou de base),  $f_i$  est employée pour rapprocher le comportement des équations régissant au-dessus de chaque élément.



**Figure. IV.3 :** Illustration du schéma d'une grille spatiale unidimensionnelle avec une fonction d'interpolation (linéaire).

La solution approchée est donc :

$$\psi \approx \tilde{\psi} = \sum_{j=1}^N f_j \Psi_j \quad (IV-13)$$

tel que :  $\tilde{\psi}$  représente l'approximation et N est le nombre de nœuds dans le domaine. Le variable  $\Psi$  représente le vecteur des valeurs nodales de  $\psi$ , il est donc indépendant de x. si la solution exacte,  $\psi$  est rapprochée alors l'équation (IV-12) ne sera pas nécessairement vérifier c'est-à-dire,

$$\frac{\partial \tilde{\psi}}{\partial t} + T \frac{\partial \tilde{\psi}}{\partial x} = \{R\} \neq \{0\} \quad (\text{IV-14})$$

$\{R\}$  Étant le résidu.

La méthode des résidus pondérés fournit selon le choix de la fonction de pondération la formulation intégrale de l'équation précédente ([Dhatt et Touzot., 1984], [Coffignal., 2002], [Spiteri., 2009]):

$$\int_0^L w_i \{R\} dx = 0 \quad (\text{IV-15})$$

$L$  : La longueur du domaine.

$w_i$  : La fonction de pondération.

Substitution de (IV-14) dans (IV-15):

$$\int_0^L w_i \left\{ \frac{\partial \tilde{\psi}}{\partial t} + T \frac{\partial \tilde{\psi}}{\partial x} \right\} dx = 0 \quad (\text{IV-16})$$

La substitution de la fonction d'interpolation dans L'équation (V-07) donne :

$$\int_0^L w_i \left\{ \frac{\partial f_j \Psi_j}{\partial t} + T \frac{\partial f_j \Psi_j}{\partial x} \right\} dx = 0 \quad (\text{IV-17})$$

La fonction d'interpolation est constante dans le temps, et les valeurs nodales  $\Psi$  sont indépendantes de  $x$ .

Donc l'équation précédente devient :

$$\int_0^L w_i \left\{ f_j \frac{\partial \Psi_j}{\partial t} + T \Psi_j \frac{\partial f_j}{\partial x} \right\} dx = 0 \quad (\text{IV-18})$$

Où,

$$\int_0^L \left\{ w_i f_j \frac{\partial \Psi_j}{\partial t} + T \Psi_j w_i \frac{\partial f_j}{\partial x} \right\} dx = 0 \quad (\text{IV-19})$$

On peut écrire l'équation (IV-19) sous forme matricielle :

$$[S] \left\{ \frac{\partial \Psi}{\partial t} \right\} + [K] \{\Psi\} = \{0\} \quad (\text{IV-20})$$

$$\text{tel que : } S_{ij} = \int_0^L w_i f_j dx \quad (\text{IV-21})$$

$$K_{ij} = \int_0^L T w_i \frac{\partial f_j}{\partial x} dx \quad (\text{IV-22})$$

Les équations (IV-21) et (IV-22) sont écrits pour chaque élément de référence comme suit :

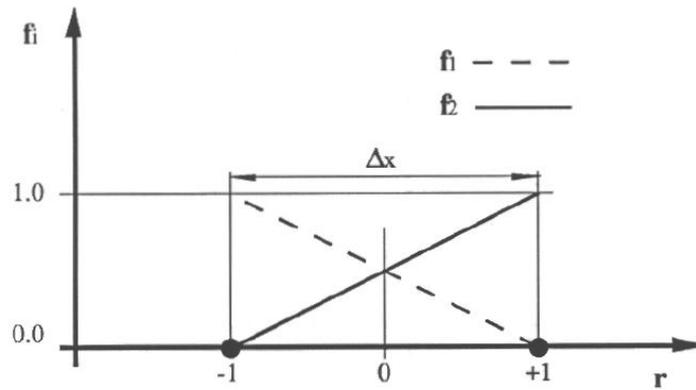
$$S_{ij} = \int_{-1}^1 w_i f_j \det(J) dr \quad (IV-23)$$

$$K_{ij} = \int_{-1}^1 T w_i \frac{\partial f_j}{\partial x} \det(J) dr \quad (IV-24)$$

Pour  $i, j=1, 2, \dots, M$

$r$  : étant les coordonnées locales dans l'élément de référence.

$M$  : représente le nombre de fonctions d'interpolation par élément.



**Figure. IV.4 :** Système des coordonnées locales

Les fonctions d'interpolation dans un repaire de référence sont définies par :

$$f_1(r) = \frac{1}{2}(1-r) \quad (IV-25)$$

$$f_2(r) = \frac{1}{2}(1+r) \quad (IV-26)$$

L'équation (V-10) représente la forme semi discrétisée du problème, qui sera par la suite discrétisé à temps, dans cette étude ceci a été fait en utilisant une approximation de différence finie tels que :

$$[[S] + \alpha \Delta t [K]] \{\Psi_{t+\Delta t}\} = [[S] - (1-\alpha) \Delta t [K]] \{\Psi_t\} \quad (IV-27)$$

Où :

$\alpha$  : Coefficient indique le niveau d'implicite.

Ce système associé à l'introduction des conditions initiales et aux limites devient un système algébrique qui sera résolu par l'un des méthodes directe ou indirecte.

**IV.3-DISCRETISATION PAR ELEMENTS FINIS**

La forme conservative des équations de Saint-Venant unidimensionnel instationnaire en termes de surface et débit s'écrit comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (QU)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{gAH}{2} \right) - \frac{gAH}{2B} \frac{dB}{dx} = gA(S_0 - S_f) \end{array} \right. \quad (IV-28)$$

La recherche d'une solution approchée par la méthode des éléments finis comporte deux étapes. La première concerne le choix des fonctions d'interpolation et la seconde est liée au choix des fonctions de pondération qui minimisent l'erreur entre la solution approximée et la solution exacte.

Dans cette étude, les équations élémentaires sont dérivées en utilisant la méthode des résidus pondérés de type Galerkin.

**IV.3.1-Discretisation spatiale du système de Saint-Venant**

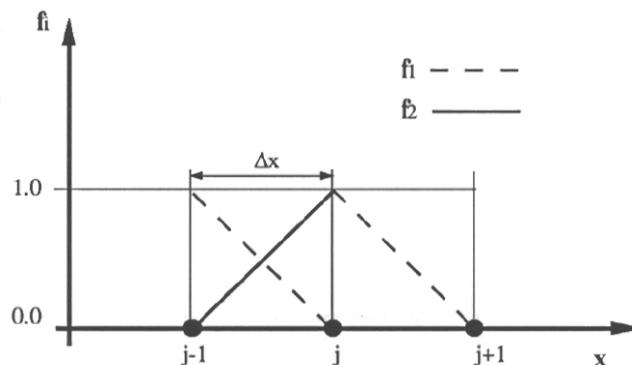
La discrétisation spatiale de ce système d'équations est effectuée à l'aide d'une interpolation linéaire pour approximer la solution sur chaque élément linéaire. Ainsi :

$$\psi \approx \tilde{\psi} = \sum_{j=1}^N f_j \Psi_j \quad (IV-29)$$

$\psi$  : est une approximation d'une fonction réelle, et N est le nombre de nœuds dans le domaine. Pour le  $j^{i\text{ème}}$  nœud, la fonction d'interpolation utilisée est donnée par :

$$f_1(x) = \frac{x_{j+1} - x}{x_{j+1} - x_j} \quad (IV-30)$$

$$f_2(x) = \frac{x - x_j}{x_{j+1} - x_j} \quad (IV-31)$$



**Figure.IV.5 :** Définition de la fonction d'interpolation sur un élément linéaire

#### IV.3.1.1-Equation de continuité

La formulation intégrale de l'équation de continuité est :

$$\int_0^L w_i \left( \frac{\partial f_j A_j}{\partial t} + \frac{\partial f_j Q_j}{\partial x} \right) dx = 0 \quad (IV-32)$$

On simplifie l'équation précédente comme suite :

$$\int_0^L w_i f_j \frac{\partial A_j}{\partial t} dx + \int_0^L w_i \frac{\partial f_j Q_j}{\partial x} dx = 0 \quad (IV-33)$$

L'intégrale par partie du 2<sup>eme</sup> terme de l'équation (IV-21) donne :

$$\int_0^L w_i f_j \frac{\partial A_j}{\partial t} dx - \int_0^L w_i f_j Q_j \frac{\partial w_i}{\partial x} dx + \left[ w_i f_j Q_j \right]_0^L = 0 \quad (IV-34)$$

#### IV.3.1.2-Equation de quantité de mouvement

La formulation intégrale de l'équation de quantité de mouvement suivant le domaine est :

$$\int_0^L w_i \left[ \left( \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (QU) \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{gAH}{2} \right) - \frac{gAH}{2B} \frac{dB}{dx} - gA(S_0 - S_f) \right] dx = 0 \quad (IV-35)$$

$$\int_0^L \left[ \begin{aligned} & w_i \frac{\partial f_j Q_j}{\partial t} + w_i \frac{\partial f_j Q_j U}{\partial x} + w_i \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{g f_j A_j H}{2} \right) - w_i \frac{g f_j A_j H}{2B} \frac{dB}{dx} \\ & - w_i f_j A_j S_0 + w_i f_j Q_j \frac{|U|}{R_h C^2} \end{aligned} \right] dx = 0 \quad (IV-36)$$

L'intégrale par partie des termes suivants donne :

$$\int_0^L w_i \frac{\partial f_j Q_j U}{\partial x} dx = \left[ w_i f_j Q_j U \right]_0^L - \int_0^L U \frac{\partial w_i}{\partial x} f_j Q_j dx \quad (IV-37)$$

$$\int_0^L w_i \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{g f_j A_j H}{2} \right) dx = \left[ w_i \frac{g f_j A_j H}{2} \right]_0^L - \int_0^L \frac{gH}{2} \frac{\partial w_i}{\partial x} f_j A_j dx \quad (IV-38)$$

La substitution de (V-37), (V-38) dans l'équation (V-36) :

$$\int_0^L \left[ w_i f_j \frac{\partial Q_j}{\partial t} - U \frac{\partial w_i}{\partial x} f_j Q_j - \frac{gH}{2} \frac{\partial w_i}{\partial x} f_j A_j - \frac{gH}{2B} \frac{dB}{dx} w_i f_j A_j - gS_0 w_i f_j A_j + \frac{|U|}{R_h C^2} w_i f_j Q_j \right] dx + \left[ w_i \left[ QU + \frac{gAH}{2} \right] \right] = 0 \quad (IV-39)$$

Donc le system **semi-discret** de Saint-Venant est :

### Équation de continuité

$$\int_0^L w_i f_j \frac{\partial A_j}{\partial t} dx - \int_0^L w_i f_j Q_j \frac{\partial w_i}{\partial x} dx + \left[ w_i Q \right]_0^L = 0 \quad (IV-40)$$

### Équation de quantité de mouvement

$$\int_0^L \left[ w_i f_j \frac{\partial Q_j}{\partial t} - U \frac{\partial w_i}{\partial x} f_j Q_j - \frac{gH}{2} \frac{\partial w_i}{\partial x} f_j A_j - \frac{gH}{2B} \frac{dB}{dx} w_i f_j A_j - gS_0 w_i f_j A_j + \frac{|U|}{R_h C^2} w_i f_j Q_j \right] dx + \left[ w_i \left[ QU + \frac{gAH}{2} \right] \right] = 0 \quad (IV-41)$$

Ce system peut s'écrire sous une forme matricielle :

$$S_{ij} \frac{\partial}{\partial t} \begin{Bmatrix} A_j \\ Q_j \end{Bmatrix} + K_{ij} \begin{Bmatrix} A_j \\ Q_j \end{Bmatrix} + F_{ij} = \{0\} \quad (IV-42)$$

Les matrices élémentaires qui résultent de l'intégrale élémentaire sont:

$$S_{ij} = \begin{bmatrix} \int_e w_i f_j dx & 0 \\ 0 & \int_e w_i f_j dx \end{bmatrix} \quad (IV-43)$$

$$K_{ij} = \begin{bmatrix} 0 & \int_e \left( -\frac{\partial w_i}{\partial x} f_j \right) dx \\ \int_e \left( -\frac{gH}{2} \frac{\partial w_i}{\partial x} f_j - gS_0 w_i f_j - \frac{gH}{2B} \frac{dB}{dx} w_i f_j \right) dx & \int_e \left( -U \frac{\partial w_i}{\partial x} f_j + \frac{|U|}{R_h C^2} w_i f_j \right) dx \end{bmatrix} \quad (IV-44)$$

$$F_{ij} = \left\{ \begin{array}{l} [w_i Q]_0^L \\ w_i \left( QU + \frac{gAH}{2} \right) \Big|_0^L \end{array} \right\} \quad (IV-45)$$

Où ;

$S_{ij}$  : représente la matrice masse élémentaire.

$K_{ij}$  : représente la matrice de rigidité élémentaire.

$F_{ij}$  : est le vecteur du flux à travers les frontières. Les termes de  $F_{ij}$  représentent les conditions aux limites naturelles.

Chaque contribution élémentaire peut être considérée séparément en termes de variables inconnues tel que :

$$[S] = \begin{bmatrix} S_{aa} & S_{aq} \\ S_{qa} & S_{qq} \end{bmatrix} \quad (IV-46)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{aq} \\ K_{qa} & K_{qq} \end{bmatrix} \quad (IV-47)$$

Avec :

$[S_{aa}]$  : Matrice masse élémentaire (équation de continuité, terme de surface),

$[S_{aq}]$  : Matrice masse élémentaire (équation de continuité, terme de débit),

$[S_{qa}]$  : Matrice masse élémentaire (équation de quantité de mouvement, terme de surface),

$[S_{qq}]$  : Matrice masse élémentaire (équation de quantité de mouvement, terme de débit),

$[K_{aa}]$  : Matrice de rigidité (équation de continuité, terme de surface),

$[K_{aq}]$  : Matrice de rigidité (équation de continuité, terme de débit) ;

$[K_{qa}]$  : Matrice de rigidité (équation de quantité de mouvement, terme de surface),

$[K_{qq}]$  : Matrice de rigidité (équation de quantité de mouvement, terme de débit).

Trois méthodes- schémas- d'éléments finis, qui s'appliquent aux équations hyperboliques, La première méthode est celle de Bubnov-Galerkin qui est analogue à la méthode des différences finies centrées. Les deux autres méthodes, dissipative de Galerkin et Caractéristique dissipative de Galerkin, sont du type Petrov-Galerkin.

#### IV.3.1.3-Méthode de Bubnov-Galerkin

L'approche la plus simple des méthodes des éléments finis est celle de Bubnov-Galerkin où les fonctions de pondération sont présent comme étant égales aux fonctions d'interpolation. La forme intégrale de type Galerkin du système (IV-28) est :

##### Équation de continuité

$$\int_0^L f_i f_j \frac{\partial A_j}{\partial t} dx - \int_0^L f_i f_j Q_j \frac{\partial f_i}{\partial x} dx + [f_i Q]_0^L = 0 \quad (IV-48)$$

##### Équation de quantité de mouvement

$$\int_0^L \left[ f_i f_j \frac{\partial Q_j}{\partial t} - U \frac{\partial f_i}{\partial x} f_j Q_j - \frac{gH}{2} \frac{\partial f_i}{\partial x} f_j A_j - \frac{gH}{2B} \frac{dB}{dx} f_i f_j A_j - gS_0 f_i f_j A_j + \frac{|U|}{R_h C^2} f_i f_j Q_j \right] dx + \left[ f_i \left[ QU + \frac{gAH}{2} \right] \right] = 0 \quad (IV-49)$$

Les matrices élémentaires sont :

$$[S_{aa}] = [S_{qq}] = \left[ \int_e f_i f_j dx \right] \quad (IV-50)$$

$$[S_{aq}] = [S_{qa}] = [0] \quad (IV-51)$$

$$[K_{aa}] = [0] \quad (IV-52)$$

$$[K_{aq}] = \left[ \int_e -\frac{\partial f_i}{\partial x} f_j dx \right] \quad (IV-53)$$

$$[K_{qa}] = \left[ \int_e \left( -\frac{gH}{2} \frac{\partial f_i}{\partial x} f_j - \frac{gH}{2B} \frac{dB}{dx} f_i f_j - gS_0 f_i f_j \right) dx \right] \quad (IV-54)$$

$$[K_{qq}] = \left[ \int_e \left( -U \frac{\partial f_i}{\partial x} f_j + f' f_i f_j \right) dx \right] \quad (IV-55)$$

Où  $f'$  est obtenue en appliquant la relation de Manning :

$$f' = \frac{n_m |U|}{R_h^{4/3}} \quad (IV-56)$$

$R_h$  étant le rayon hydraulique qui s'exprime par  $R_h = B H / (2H + B)$  pour un canal rectangulaire et  $n_m$  est le coefficient de Manning.

**Remarque :**

L'utilisation de la forme conservative a deux avantages, la première l'équation de continuité est linéaire donc nous avons une équation non linéaire dans le système. En second lieu les équations peuvent être intégrées par parties, fournissant un mécanisme commode pour mettre en application des conditions aux frontières.

**IV.3.1.4-Calcul les termes des matrices élémentaires**

Pour un élément linéaire à deux nœuds iso paramétrique les matrices élémentaires s'écrivent :

**La matrice masse élémentaire :**

$$S_{ij} = \begin{bmatrix} \int_e f_i f_j dx & 0 \\ 0 & \int_e f_i f_j dx \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \int_e \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{Bmatrix} \langle f_1 \ f_2 \rangle dx & 0 \\ 0 & \int_e \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{Bmatrix} \langle f_1 \ f_2 \rangle dx \end{bmatrix} \quad (IV-57)$$

$$S_{ij} = \begin{bmatrix} \int_e f_1 f_1 dx & \int_e f_1 f_2 dx & 0 & 0 \\ \int_e f_2 f_1 dx & \int_e f_2 f_2 dx & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \int_e f_1 f_1 dx & \int_e f_1 f_2 dx \\ 0 & 0 & \int_e f_2 f_1 dx & \int_e f_2 f_2 dx \end{bmatrix} \quad (IV-58)$$

**La matrice de rigidité élémentaire :**

$$K_{ij} = \begin{bmatrix} 0 & \int_e \left( -\frac{\partial f_i}{\partial x} f_j \right) dx \\ \int_e \left( -\frac{gH}{2} \frac{\partial f_i}{\partial x} f_j - gS_0 f_i f_j - \frac{gH}{2B} \frac{dB}{dx} f_i f_j \right) dx & \int_e \left( -U \frac{\partial f_i}{\partial x} f_j + \frac{|U|}{R_h C^2} f_i f_j \right) dx \end{bmatrix} \quad (IV-59)$$

La matrice de rigidité élémentaire après substitution par la fonction de pondération et d'interpolation s'écrit:

$$K_{ij} = \begin{bmatrix} 0 & \int_e \left( -\begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial x} \\ \frac{\partial f_2}{\partial x} \end{bmatrix} \langle f_1 \ f_2 \rangle \right) dx \\ \int_e \left( -\frac{gH}{2} \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial x} \\ \frac{\partial f_2}{\partial x} \end{bmatrix} \langle f_1 \ f_2 \rangle + g' \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{bmatrix} \langle f_1 \ f_2 \rangle \right) dx & \int_e \left( -U \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial x} \\ \frac{\partial f_2}{\partial x} \end{bmatrix} \langle f_1 \ f_2 \rangle + f' \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{bmatrix} \langle f_1 \ f_2 \rangle \right) dx \end{bmatrix} \quad (IV-60)$$

$$K_{ij} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \quad (IV-61)$$

tel que :

$$K_{11} = K_{12} = K_{21} = K_{22} = 0$$

$$K_{13} = \int_e -\frac{\partial f_1}{\partial x} f_1 dx \quad K_{14} = \int_e -\frac{\partial f_1}{\partial x} f_2 dx \quad K_{23} = \int_e -\frac{\partial f_2}{\partial x} f_1 dx \quad K_{24} = \int_e -\frac{\partial f_2}{\partial x} f_2 dx \quad (IV-62)$$

$$K_{31} = \int_e -\frac{gH}{2} \frac{\partial f_1}{\partial x} f_1 + g' f_1 f_1 dx \quad K_{32} = \int_e -\frac{gH}{2} \frac{\partial f_1}{\partial x} f_2 + g' f_1 f_2 dx \quad (IV-63)$$

$$K_{33} = \int_e -U \frac{\partial f_1}{\partial x} f_1 + f' f_1 f_1 dx \quad K_{34} = \int_e -U \frac{\partial f_1}{\partial x} f_2 + g' f_1 f_2 dx \quad (IV-64)$$

$$K_{41} = \int_e -\frac{gH}{2} \frac{\partial f_2}{\partial x} f_1 + g' f_2 f_1 dx \quad K_{42} = \int_e -\frac{gH}{2} \frac{\partial f_2}{\partial x} f_2 + g' f_2 f_2 dx \quad (IV-65)$$

$$K_{43} = \int_e -U \frac{\partial f_2}{\partial x} f_1 + f' f_2 f_1 dx \quad K_{44} = \int_e -U \frac{\partial f_2}{\partial x} f_2 + g' f_2 f_2 dx \quad (IV-66)$$

Ces termes peuvent être intégrés numériquement ou analytiquement.

### IV.3.2-Discretisation temporelle

Le système d'équations sous la forme matricielle est :

$$[S] \frac{\partial}{\partial t} \{\psi\} + [K] \{\psi\} + \{F\} = \{0\} \quad (IV-67)$$

Dans cette étude nous allons utiliser pour discrétiser la variation temporelle la méthode d'Euler semi-implicite cette méthode consiste à écrire le système à l'instant  $t + \Delta t$ , avec  $0 \leq \alpha \leq 1$ . la formule d'Euler est alors ([Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly., 2006], [Smith et Griffiths., 1988]):

$$\{\psi_{t+\alpha\Delta t}\} = \alpha \{\psi_{t+\Delta t}\} + (1-\alpha) \{\psi_t\} \quad (IV-68)$$

Nous retrouvons la méthode Euler explicite lorsque  $\alpha = 0$  et la méthode d'Euler implicite lorsque  $\alpha = 1$ .

Nous appliquons la méthode d'Euler implicite sur le système (IV-67) donc :

$$[S] \frac{1}{\Delta t} (\{\psi_{t+\Delta t}\} - \{\psi_t\}) + [K] (\alpha \{\psi_{t+\Delta t}\} + (1-\alpha) \{\psi_t\}) + \alpha \{F_{t+\Delta t}\} + (1-\alpha) \{F_t\} = \{0\} \quad (IV-69)$$

$$\text{Avec : } \{F\} = \alpha \{F_{t+\Delta t}\} + (1-\alpha) \{F_t\} \quad (IV-70)$$

$$\{\psi\} = \alpha \{\psi_{t+\Delta t}\} + (1-\alpha) \{\psi_t\} \quad (IV-71)$$

La simplification de l'équation (V-69) sera comme suite :

$$[[S] + \alpha\Delta t[K]]\{\psi_{t+\Delta t}\} + \alpha\Delta t\{F_{t+\Delta t}\} = [[S] - (1-\alpha)\Delta t[K]]\{\psi_t\} - (1-\alpha)\Delta t\{F_t\} \quad (IV-72)$$

$$[[S] + \alpha\Delta t[K]]\{\psi_{t+\Delta t}\} = [[S] - (1-\alpha)\Delta t[K]]\{\psi_t\} - \alpha\Delta t\{F_{t+\Delta t}\} - (1-\alpha)\Delta t\{F_t\} \quad (IV-73)$$

Donc en notation le résidu est:

$$\{\bar{R}_{t+\Delta t}\} = [[S] - (1-\alpha)\Delta t[K]]\{\psi_t\} - \alpha\Delta t\{F_{t+\Delta t}\} - (1-\alpha)\Delta t\{F_t\} \quad (IV-74)$$

La matrice tangente est :

$$[\bar{K}] = [[S] + \alpha\Delta t[K]] \quad (IV-75)$$

Le système devient :

$$[\bar{K}]\{\psi_{t+\Delta t}\} = \{\bar{R}_{t+\Delta t}\} \quad (IV-76)$$

L'équation (IV-57) peut être écrite sous l'algorithme suivant :

$$[\bar{K}]\{\psi_{t+\Delta t}\} = [-(1-\alpha)\Delta t[K]]\{\psi_t\} - \alpha\Delta t\{F_{t+\Delta t}\} - (1-\alpha)\Delta t\{F_t\} + [S]\{\psi_t\} \quad (IV-77)$$

$$[\bar{K}]\{\Delta\psi\} = \{\bar{R}_{t+\Delta t}\} - [\bar{K}]\{\psi_t\} = [-\Delta t[K]]\{\psi_t\} - \alpha\Delta t\{F_{t+\Delta t}\} - (1-\alpha)\Delta t\{F_t\} \quad (IV-78)$$

Finalemnt :

$$[\bar{K}]\{\Delta\psi\} = \{\bar{R}_{t+\Delta t}\} \quad (IV-79)$$

Avec :

$$\{\bar{R}_{t+\Delta t}\} = -\Delta t[K]\{\psi_t\} - \alpha\Delta t\{F_{t+\Delta t}\} - (1-\alpha)\Delta t\{F_t\} \quad (IV-80)$$

$$\{\psi_{t+\Delta t}\} = \{\psi_t\} + w'\{\Delta\psi\} \quad (IV-81)$$

Pour les problèmes non linéaire dans lesquels  $[S]$  est constante et  $[K]$  est en fonction de la solution  $\{\psi\}$ , il faut résoudre, pour chaque pas de temps, le problème non linéaire (IV-79). pour la résolution il existe plusieurs algorithmes.

La majorité des algorithmes conduit à résoudre un système d'équations linéaires à chaque itération.

En pratique il n'existe pas une méthode générale valable pour tous les cas ; la stratégie de résolution doit s'adapter, par expérience, à une classe de problème donnée, en faisant appel à une combinaison des trois méthodes de base suivantes ([Dhatt et Touzot., 1984], [Demailly ., 2006], [Smith ., Griffiths ., 1988]):

- Méthode de substitution.
- Méthode de Newton-Raphson.
- Méthode incrémentale.

Quelle que soit la méthode utilisée, l'expression du résidu reste la même car elle est caractéristique de l'équation à résoudre. par contre l'expression de la matrice  $[\bar{K}]$  varie d'une méthode à l'autre et influence la vitesse de convergence.

La correction de  $\{\Delta\psi^i\}$  et  $\{\psi_{t+\Delta t}\}$  au cours d'une itération est obtenue en résolvant le système :

$$[K_{nl}]\{\Delta\psi^i\} = \{R_{nl}\} \quad (IV-82)$$

Où

$$\{R_{nl}\} = \{\bar{R}_{t+\Delta t}\} - [\bar{K}(\psi_{t+\Delta t}^{i-1})]\{\psi_{t+\Delta t}^{i-1}\} \quad (IV-83)$$

$$\begin{aligned} \{R_{nl}\} = & -\Delta t \left( \alpha \{F_{t+\Delta t}\} + (1-\alpha)\{F_t\} + (1-\alpha)[K(\psi_t)]\{\psi_t\} + \alpha [K(\psi_{t+\Delta t}^{i-1})]\{\psi_{t+\Delta t}^{i-1}\} \right) \\ & + [S]\left(\{\psi_t\} - \{\psi_{t+\Delta t}^{i-1}\}\right) \end{aligned} \quad (IV-84)$$

La matrice  $[K_{nl}]$  s'exprime :

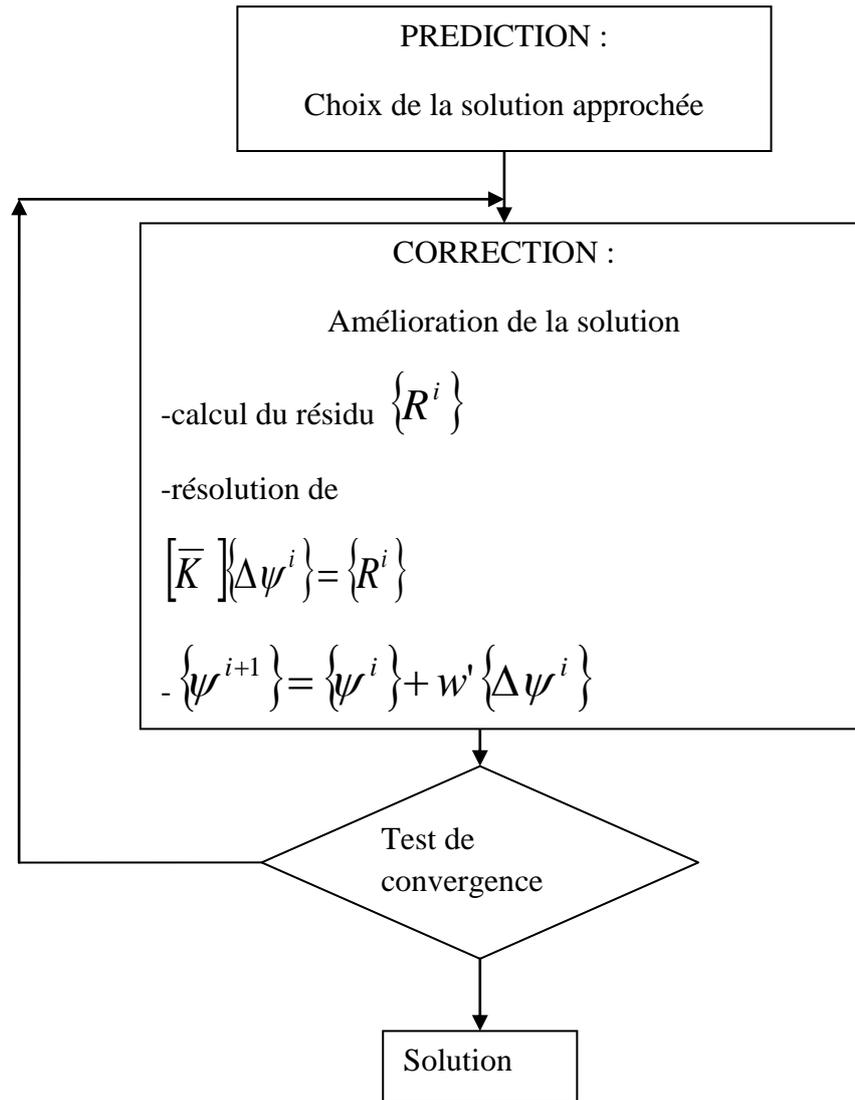
- La méthode de substitution :

$$[K_{nl}] = [\bar{K}] = [S] + \alpha \Delta t [K(\psi_{t+\Delta t}^{i-1})] \quad (IV-85)$$

- La méthode de Newton-Raphson :

$$[K_{nl}] = [K_t] = [\bar{K}] + \alpha \Delta t \left[ \frac{\partial K}{\partial \psi} \cdot \psi \right]_{t+\Delta t}^{i-1} \quad (IV-86)$$

Toutes les méthodes précédentes peuvent se ramener à un seul algorithme qui, à un niveau de sollicitation donné, est schématisé ainsi :

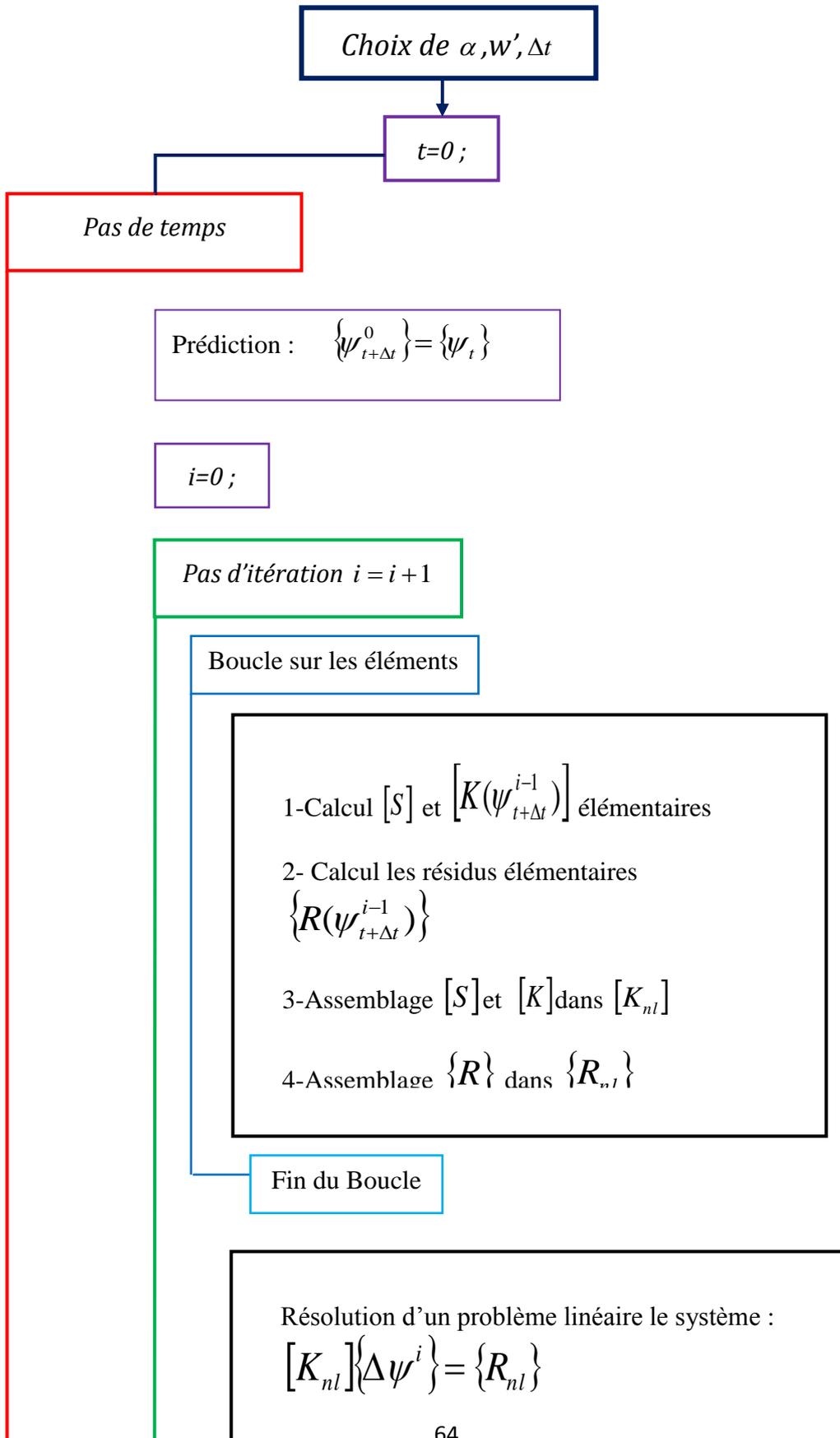


**Figure. IV.6 :** Algorithme de résolution non linéaire

Pour notre étude nous allons utiliser la méthode de substitution.

**IV.3.4-Algorithm global de résolution :**

En fin, on a structuré l’algorithme global de résolution de la propagation unidimensionnelle de l’onde de rupture d’un barrage comme suit :

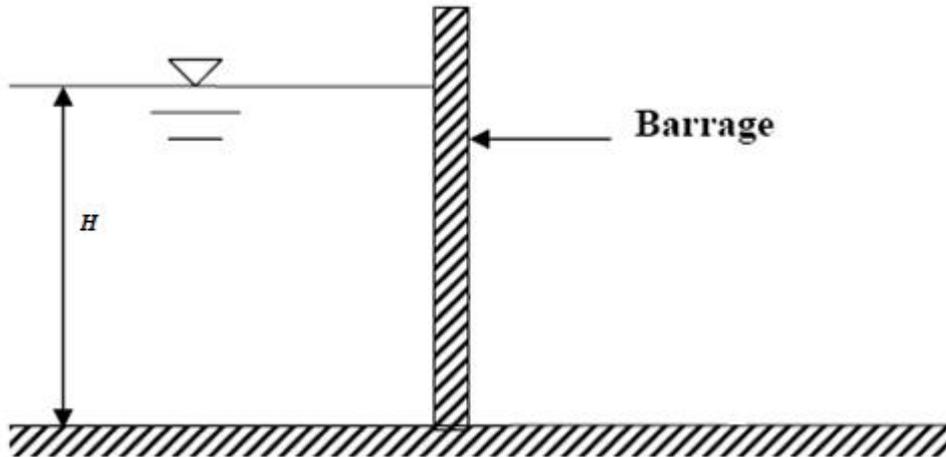




**IV.4.2-Rupture de barrage sur fond sec**

**IV.4.2.1-Description du problème**

Le premier test est une rupture de barrage sur fond sec, Le débit est considéré initialement comme étant nul pour l'ensemble des nœuds. La profondeur initiale dans la moitié amont du domaine est H=10m.



**Figure. IV.8:** Conditions initiales du problème

**Conditions initiales :**

La Figure IV.8 présente la condition initiale du problème : en amont du barrage, l'eau est retenue à une profondeur H.

Si  $x_j \leq 1000$ , on a :

$$\psi_j(t = 0, x_j) = \begin{pmatrix} H_j \\ U_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 10 \\ 0 \end{pmatrix} \tag{IV-94}$$

Si  $x_j > 1000$ , on a :

$$\psi_j(t = 0, x_j) = \begin{pmatrix} H_j \\ U_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \tag{IV-95}$$

**IV.4.3-Rupture de barrage sur fond mouillé**

**IV.4.3.1-Description du problème**

Le deuxième test est une rupture de barrage sur un fond mouillé, plat et sans frottement dans un canal rectangulaire de largeur constante (problème 1D) ;

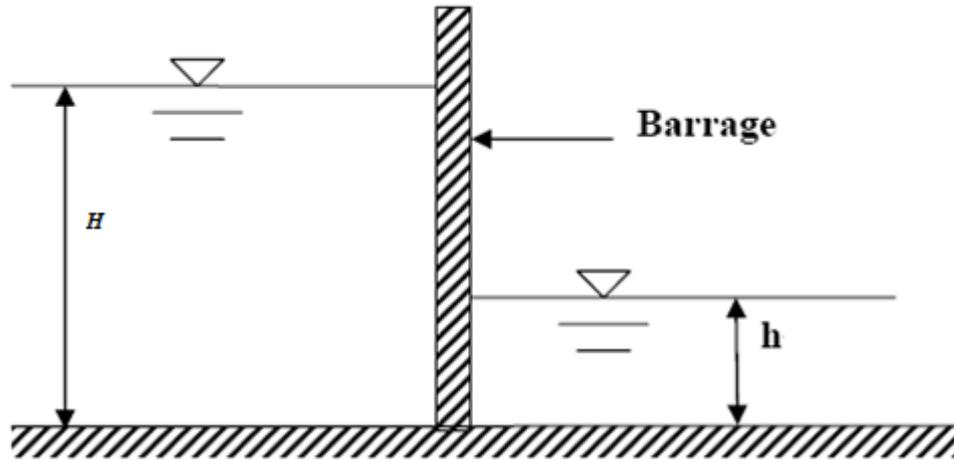


Figure.IV.9: Conditions initiales du problème

**Conditions initiales :**

La Figure. IV.9 présente la condition initiale du problème : en amont du barrage, l'eau est retenue à une profondeur H. La partie en aval représente une fine lame d'eau d'épaisseur h au repos avec  $H > h$ .

Si  $x_j \leq 1000$ , on a :

$$\psi_j(t = 0, x_j) = \begin{pmatrix} H_j \\ U_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 10 \\ 0 \end{pmatrix} \tag{IV-96}$$

Si  $x_j > 1000$ , on a :

$$\psi_j(t = 0, x_j) = \begin{pmatrix} H_j \\ U_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} h \\ 0 \end{pmatrix} \tag{IV-97}$$

Initialement, l'eau est en repos. La hauteur H reste 10 m pour toutes les simulations. La hauteur en aval h prend, selon chaque simulation, des valeurs différentes : 0.5 m, 0.1 m, 0.05 m et 0.04 m. La nature de l'écoulement torrentiel dû à la rupture de barrage dépend essentiellement du rapport H/h. à  $t = 0$ , on suppose que le barrage est brusquement retiré en provoquant une onde de choc avec la présence d'un front discontinu de la surface d'eau qui se propage vers l'aval.

**IV.4.4-Conditions aux limites**

Le bassin est fermé sur les quatre côtés, imperméabilité du fond, Une condition dite de « non glissement » est imposée à toutes les parois, c.à.d.

Si  $x_j = 0$ , on a :

$$\psi_j(t, x_j) = \begin{pmatrix} H_j \\ U_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 10 \\ 0 \end{pmatrix} \tag{IV-98}$$

Si  $x_j = 2000$ , on a :

$$U_j(t, x = 2000) = 0 \quad (\text{IV-99})$$

## CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons examiné le développement mathématique via la méthode des éléments finis de la variante transitoire des équations de Saint-Venant monodimensionnelles qui réagissent les écoulements de l'onde de rupture d'un barrage. Nous avons abouti à l'algorithme global de résolution, ainsi que les cas de simulations à effectuer dans un calcul unidimensionnelle et qui nous permettra de procéder dans le prochain chapitre de faire une application en utilisant le code de calcul unidimensionnel CASTOR et par la suite faire une simulation numérique sur un second code de calcul TELEMAC. Le logiciel TELEMAC est destiné au calcul des écoulements à surface libre notamment le calcul des routages de crues et le calcul de l'onde de crue de rupture d'un barrage. L'algorithme de résolution du code de calcul tient compte de la méthode des résidus minimum dite méthode GRMES (Generalised Minimum RESidual), avancée par Saad et Schultz (1986), qui permet la résolution d'un maillage structuré de grande taille et avec moins d'erreur.

## Chapitre V :

### PRESENTATION DES LOGICIELS TELEMAT ET CASTOR

#### INTRODUCTION

Le logiciel **TELEMAT-2D** est intégré au sein d'un système complet de modélisation : le système **TELEMAT**. Cet ensemble offre tous les modules nécessaires à la simulation numérique dans les domaines de l'hydrodynamique bi- et tridimensionnelle (houle et courant et houle-courant), la sédimentation et la qualité de l'eau.

#### V.1-SITUATION DU LOGICIEL TELEMAT-2D AU SEIN DU SYSTEME TELEMAT

Le système **TELEMAT**, dont l'architecture est présentée sur la (**Figure.V.1**), est constitué des modules suivants :

- Le logiciel **MATISSE** permet, en utilisant les informations bathymétriques, de créer un maillage constitué d'éléments triangulaires,

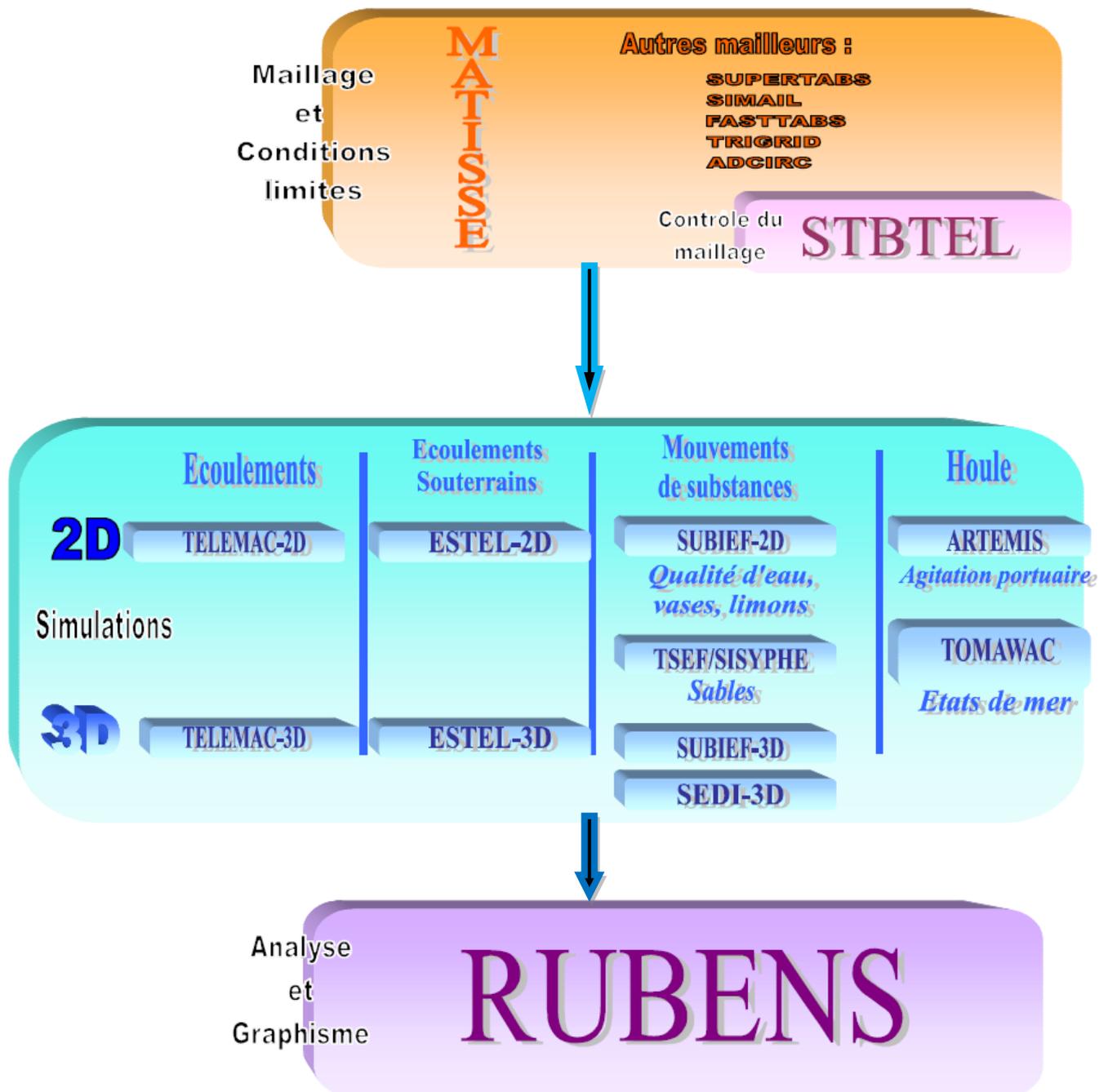


Figure. V.1 : Architecture du code de calcul TELEMAC !!!!!

- Le module **STBTTEL** permet de relire le fichier issu d'un mailleur autre que **MATISSE**, d'interpoler éventuellement une bathymétrie, et de créer un fichier de géométrie au standard **SELAFIN** lisible par les modules de simulation et par le

logiciel **RUBENS**. **STBTTEL** effectue par ailleurs un certain nombre de contrôles de cohérence du maillage,

- Le module **TELEMAR-2D** permet d'effectuer la simulation hydrodynamique en deux dimensions d'espace horizontales. **TELEMAR-2D** est par ailleurs capable de simuler le transport de traceurs dissous. L'utilisation du logiciel **TELEMAR-2D** fait l'objet du présent document.
- Le module **TELEMAR-3D** permet d'effectuer les simulations hydrodynamiques en trois dimensions d'espace. **TELEMAR-3D** est par ailleurs capable de simuler le transport de traceurs dissous,
- Le module **SUBIEF-2D** permet d'effectuer la simulation, en deux dimensions d'espace horizontales, du transport de sédiments en suspension, et du transport de substances dissoutes sans effet gravitaire. **SUBIEF-2D** permet en particulier de traiter les problèmes liés à la qualité de l'eau,
- Le module **SUBIEF-3D** permet d'effectuer la simulation, en trois dimensions, du transport de sédiments en suspension, et du transport de substances dissoutes sans effet gravitaire. **SUBIEF-3D** permet également de traiter les problèmes liés à la qualité de l'eau,
- Le module **SISYPHE** permet d'effectuer la simulation de transport de sédiments par charriage sur le fond,
- Le module **ARTEMIS** permet de simuler la transformation des caractéristiques de la houle dans un plan d'eau côtier ou un port,
- Le module **TOMAWAC** permet de simuler, par une méthode spectrale, l'état de la mer en état permanent ou transitoire
- Le module **ESTEL-2D** permet de simuler les écoulements souterrains en 2 dimensions d'espace vertical,
- Le module **ESTEL-3D** permet de simuler les écoulements souterrains en trois dimensions,
- Le module **POSTEL-3D** permet d'effectuer les coupes 2D dans le fichier de résultat 3D du code **TELEMAR-3D**, afin de permettre une exploitation par le logiciel graphique **RUBENS**,

- Le module **RUBENS** permet d'exploiter graphiquement les résultats des différents modules de simulation, En plus du logiciel **MATISSE**, le système **TELEMAC** est également interfacé à quatre maillages du commerce :
- Le logiciel **IDEAS** de la société **SDRC**,
- Le logiciel **SIMAIL-2D** de la société **SIMULOG**,

### V.1.1-TELEMAC-2D

Le logiciel **TELEMAC-2D** résout les équations de Barré de Saint-Venant à deux dimensions d'espace horizontales. Ses résultats principaux sont, en chaque point du maillage de résolution, la hauteur d'eau et la vitesse moyenne sur la verticale.

**TELEMAC-2D** trouve ses applications en hydraulique à surface libre, maritime ou fluviale, et est capable de prendre en compte les phénomènes physiques suivants :

- Propagation des ondes longues avec prise en compte des effets non linéaires,
- Frottement sur le fond,
- Influence de la force de Coriolis,
- Influence de phénomènes météorologiques : pression atmosphérique et vent,
- Turbulence,
- Ecoulements torrentiels et fluviaux,
- Influence de gradients horizontaux de température ou de salinité sur la densité,
- Coordonnées cartésiennes ou sphériques pour les grands domaines,
- Zones sèches dans le domaine de calcul : bancs découvrant et plaines inondables,
- Entraînement par le courant et diffusion d'un traceur, avec des termes de création ou de disparition,
- Suivi de flotteurs et dérives lagrangiennes,
- Traitement de singularités : seuils, digues, buses.
- Prise en compte des forces de traînée des structures verticales.
- Prise en compte des phénomènes de porosité.
- Prise en compte des courants de houle (par couplage avec les modules **ARTEMIS** et **TOMAWAC**).

### V.1.2-Aspects théoriques

Le code **TELEMAR-2D** résout simultanément par la méthode des éléments finis les quatre équations hydrodynamiques suivantes :

**Equation de continuité :**

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(H) + H \operatorname{div}(\vec{u}) = S_h \quad (\text{V-01})$$

**Equation de la dynamique selon x :**

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(u) = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + S_x + \frac{1}{H} \operatorname{div}(H \nu_t \vec{\nabla} u) \quad (\text{V-02})$$

**Equation de la dynamique selon y :**

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(v) = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + S_y + \frac{1}{H} \operatorname{div}(H \nu_t \vec{\nabla} v) \quad (\text{V-03})$$

**Conservation du traceur :**

$$\frac{\partial T}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(T) = S_T + \frac{1}{H} \operatorname{div}(H \nu_T \vec{\nabla} T) \quad (\text{V-04})$$

Avec :

H (m)	hauteur d'eau ;
u ,v (m/s)	composantes des vitesses
T (g/l or °c)	traceur passif
$\nu_T , \nu_t$ (m <sup>2</sup> /s)	coefficients de diffusion de la vitesse et du traceur
Z (m)	cote de la surface libre
S <sub>h</sub> (m/s)	source et puits de traceur
S <sub>x</sub> ,S <sub>y</sub> (m/s <sup>2</sup> )	termes source ou puits des équations dynamiques
S <sub>T</sub> (g/l/s)	source et puits de traceur

t(s) temps

H, u, v, T sont les inconnues

Les équations sont données ici en coordonnées cartésiennes. Elles peuvent être également traitées en coordonnées sphériques.

$S_x$  et  $S_y$  ( $m/s^2$ ) sont des termes sources représentant le vent, la force de Coriolis, le frottement sur le fond, une source ou un puits de quantité de mouvement dans le domaine. Les différents termes de ces équations sont traités par une ou plusieurs étapes (en cas de convection par la méthode des caractéristiques) :

- (1) convection de h, u, v et T,
- (2) propagation, diffusion et termes sources des équations dynamiques,
- (3) diffusion et terme source de l'équation de transport du traceur.

Chacune de ces étapes peut ne pas être traitée, et l'on résout alors des équations différentes. De plus, chacune des variables h, u, v et T peut être convectée séparément. Cela permet, par exemple, de résoudre une équation de convection et diffusion d'un traceur avec un champ convecteur figé.

La viscosité turbulente peut être donnée par l'utilisateur, ou déterminée à partir d'un modèle de transport des quantités turbulentes k (énergie cinétique turbulente) et Epsilon (dissipation turbulente) dont les équations sont :

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(k) = \frac{1}{H} \text{div} \left( H \frac{\nu_t}{\sigma_k} \vec{\nabla} k \right) + P - \varepsilon + P_{kv} \quad (\text{V.05})$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(\varepsilon) = \frac{1}{H} \text{div} \left( H \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \vec{\nabla} \varepsilon \right) + \frac{\varepsilon}{k} (C_{1\varepsilon} - C_{2\varepsilon}) + P_{\varepsilon v} \quad (\text{V.06})$$

Les seconds membres de ces équations étant des termes de production et de destruction des quantités turbulentes (énergie et dissipation).

## V.2-LES ENTREES ET LES SORTIES

### V.2.1 Remarques préliminaires

Lors d'un calcul, le logiciel **TELEMAT-2D** utilise un certain nombre de fichiers en entrée et en sortie, dont certains sont optionnels.

Les fichiers en entrée sont :

- Le fichier des paramètres (obligatoire),
- Le fichier de maillage (obligatoire),
- Le fichier des conditions aux limites (obligatoire),
- Le fichier des fonds,
- Le fichier Fortran,
- Le fichier des frontières liquides,
- Le fichier du calcul précédent,
- Les fichiers de données binaires,
- Les fichiers de données formatés,
- Le fichier de référence.

Les fichiers en sortie sont :

- Le fichier des résultats,
- Le listing de sortie,
- Le fichier de résultats formaté,
- Le fichier de résultats binaire.

## V.3-PARAMETRAGE GENERAL DU CALCUL

Le paramétrage général du calcul se fait uniquement au niveau du fichier des paramètres. Les informations temporelles sont fournies par les trois mots clés **PAS DE TEMPS** (réel), **NOMBRE DE PAS DE TEMPS** (entier) et **DUREE DU CALCUL**. Le premier fixe le temps séparant deux instants consécutifs de calcul (mais pas forcément deux sorties dans le fichier des résultats). La durée totale du calcul peut être fournie par l'intermédiaire d'un nombre de pas de temps (mot clé **NOMBRE DE PAS DE TEMPS**) ou sous forme d'une durée totale de simulation exprimée en seconde (mot clé **DUREE DU CALCUL**). Dans le premier cas, la durée totale est bien évidemment égale à la valeur du pas de temps multiplié par le nombre de pas de temps. Si un fichier des paramètres contient les deux mots clés **DUREE DU CALCUL** et **NOMBRE DE PAS DE TEMPS**, **TELEMAT-**

**2D** utilisera celui conduisant à la simulation la plus longue. Par ailleurs, dans le cas de l'utilisation du mot clé **DUREE DU CALCUL**, si celui-ci ne correspond pas à un nombre entier de pas de temps, **TELEMAT-2D** prendra le nombre entier immédiatement supérieur. La date et l'heure correspondant à l'instant initial du calcul peuvent être spécifiées à l'aide des deux mots clés **DATE DE L'ORIGINE DES TEMPS** (format AAAA,MM,JJ) et **HEURE DE L'ORIGINE DES TEMPS** (format HH,MM,SS) Le titre du calcul est spécifié par le mot clé **TITRE**.

Lors de la génération de l'exécutable, la version des bibliothèques utilisées est fournie par le mot clé **NUMERO DE VERSION**. Dans une implantation sur station de travail, la valeur par défaut de ce mot clé est souvent adéquate.

Lors de l'utilisation d'un calculateur vectoriel, la longueur du vecteur de la machine, utilisée dans les techniques de vectorisation forcée, peut être spécifiée par le mot clé **LONGUEUR DU VECTEUR**. Sur une machine scalaire comme le sont les stations de travail actuelles, la valeur par défaut est fixée à 1. Si cette valeur est maintenue à 1 sur une machine vectorielle, on perd le bénéfice de la vectorisation, dans les boucles à vectorisation forcée.

### V.3.1 Critères d'arrêt du calcul

Indépendamment des indications temporelles normales (nombre de pas de temps et valeur du pas de temps), **TELEMAT-2D** offre deux possibilités d'arrêts conditionnels.

- **Arrêt à l'état permanent** : cette fonction permet de démarrer un calcul, de simuler une étape transitoire, et d'arrêter lorsque l'état permanent est atteint. Le dernier pas de temps du fichier de résultats ainsi créé peut servir d'état initial pour d'autres calculs (transport de traceur par exemple). Le test est déclenché en plaçant le mot clé logique **ARRET SI UN ETAT PERMANENT EST ATTEINT** à la valeur **OUI**. Il est alors nécessaire de fixer la zone de tolérance admise à l'aide du mot clé **CRITERES D'ARRET**. Ce mot clé est un tableau de 3 réels, représentant la tolérance sur la vitesse, la hauteur, et le traceur. Le calcul est arrêté lorsque, entre deux pas de temps, les valeurs absolues des incréments de ces variables sont, en tout nœud, inférieures aux limites fournies. L'appréciation du bon critère dépend du cas traité. Il est cependant nécessaire de souligner que cette fonctionnalité est inopérante dans le cas

d'écoulements fondamentalement instationnaires comme les tourbillons de Karman derrière les piles d'un pont.

- **Arrêt en cas de divergence** : cette fonction permet d'interrompre un calcul en cas de divergence. Le principe est le même que dans le cas précédent. L'option est activée à l'aide du mot clé logique **CONTROLE DES LIMITES** Les bornes admissibles sont alors données par le mot clé **VALEURS LIMITES**.

Celui-ci est un tableau de 8 réels qui correspondent successivement à :

- La valeur minimum de la hauteur H (par défaut -1000).
- La valeur maximum de la hauteur H (par défaut +9000).
- La valeur minimum de la vitesse U (par défaut -1000).
- La valeur maximum de la vitesse U (par défaut +1000).
- La valeur minimum de la vitesse V (par défaut -1000).
- La valeur maximum de la vitesse V (par défaut +1000).
- La valeur minimum du traceur (par défaut -1000).
- La valeur maximum du traceur (par défaut +1000).

#### V.4-PARAMETRAGE PHYSIQUE

Un certain nombre de paramètres physiques peuvent ou doivent être spécifiés lors d'une simulation. Si le paramètre à fournir est variable en espace, il est alors parfois souhaitable de définir des zones différentes à l'intérieur du maillage et d'affecter ensuite le paramètre en fonction du numéro de zone. Pour cela, il est nécessaire d'activer le mot clé logique **DEFINITION DE ZONES** et de remplir le sous-programme **DEF\_ZONES** qui affecte un numéro de zone à chaque point. Ce numéro de zone peut alors être utilisé dans les différents sous-programmes permettant de spécifier un paramètre physique variable en espace.

##### V.4.1-Paramétrage du frottement

La loi de frottement utilisée pour modéliser le frottement sur le fond est fixée par le mot clé **LOI DE FROTTEMENT SUR LE FOND** qui peut prendre les valeurs suivantes :

- 0 : Pas de frottement.
- 1 : Loi de Haaland.
- 2 : Loi de Chézy.
- 3 : Loi de Strickler.
- 4 : Loi de Manning.

- 5 : Loi de Nikuradse.

Dans le cas des valeurs 1 à 5, il est nécessaire de donner la valeur du coefficient de frottement correspondant à la loi choisie par l'intermédiaire du mot clé **COEFFICIENT DE FROTTEMENT**. Cela n'est bien sûr valable que si le frottement est constant en espace et en temps.

Si le coefficient de frottement est variable en espace ou/et en temps, l'utilisateur doit intervenir au niveau des sous-programmes **STRCHE** et/ou **CORSTR** qui permettent de fixer le coefficient de frottement point par point.

#### V.4.2-Modélisation de la turbulence

La modélisation de la turbulence est un problème délicat. **TELEMACH-2D** offre à l'utilisateur quatre options de complexité différente.

La première consiste à utiliser un coefficient de viscosité constant. Dans ce cas, celui-ci représente à la fois la viscosité moléculaire, la viscosité turbulente et la dispersion (voir manuel). La deuxième consiste à utiliser un modèle de **Elder**. La troisième option consiste à utiliser un modèle **k-Epsilon**, modèle à deux équations résolvant les équations de transport de  $k$  (énergie turbulente) et de **Epsilon** (dissipation turbulente). Les équations de ce modèle sont résolues en utilisant une méthode de pas fractionnaires, l'étape de convection des grandeurs turbulentes étant traitée en même temps que celle des grandeurs hydrodynamiques et les autres termes relatifs à la diffusion et à la production/disparition des grandeurs turbulentes étant traités en une seule étape. Par ailleurs, l'utilisation du modèle **k-Epsilon** nécessite souvent d'employer un maillage plus fin que le modèle à viscosité constante, et, en ce sens, augmente les temps de calcul. La quatrième consiste à utiliser un modèle de **Smagorinski**, fréquemment utilisé en hydraulique maritime pour modéliser les tourbillons de grande taille.

Pour des informations détaillées sur la formulation du modèle **k-Epsilon** et sur la formulation des modèles de **Elder**, et de **Smagorinski**.

Par ailleurs, **TELEMACH-2D** offre deux possibilités de traitement du terme de diffusion.

Le choix se fait à l'aide du mot clé **OPTION POUR LA DIFFUSION DES VITESSES** qui peut prendre la valeur 1 (défaut) ou 2. La valeur 1 correspond à un traitement de la forme :

$$\text{div}(\overrightarrow{v \text{ grad}(u)}) \tag{V.07}$$

La valeur 2 correspond à un traitement de la forme :

$$\frac{1}{H} \operatorname{div}(H \nu \overrightarrow{\operatorname{grad}}(u)) \quad (\text{V.08})$$

#### V.4.2.1-Viscosité constante

Cette première possibilité est activée en positionnant le mot clé **MODELE DE TURBULENCE** à la valeur 1 (valeur par défaut). La viscosité turbulente est alors constante sur l'ensemble du domaine. Le coefficient de viscosité global (moléculaire +turbulente) est fourni par l'utilisateur par l'intermédiaire du mot clé **COEFFICIENT DE DIFFUSION DES VITESSES** fixé par défaut à  $10^{-4}$  (la valeur minimale à utiliser étant  $10^{-6}$ , valeur de la viscosité moléculaire de l'eau).

La valeur de ce coefficient a une importance certaine sur la taille et la forme des recirculations. Une valeur faible aura tendance à ne dissiper que les tourbillons de petite taille seulement, une valeur importante aura tendance à dissiper les recirculations de grande taille. L'utilisateur doit donc choisir cette valeur avec soin en fonction du cas étudié (notamment en fonction de la taille des recirculations qu'il souhaite dissiper et de la vitesse moyenne de retournement de ces recirculations). Il faut noter par ailleurs qu'une valeur conduisant à la dissipation de recirculations de taille inférieure à deux mailles n'a pratiquement aucune influence sur le calcul.

**TELEMAR-2D** offre la possibilité d'un coefficient variable en espace et en temps. Il est alors nécessaire de programmer la routine **CORVIS**. Au sein de celle-ci, l'utilisateur dispose des informations géométriques, des informations hydrodynamiques de base (hauteur d'eau, composantes de la vitesse) et du temps.

#### V.4.2.2-Modèle de ELDER

Cette option est activée en positionnant le mot clé **MODELE DE TURBULENCE** à la valeur 2. Le modèle de Elder permet de distinguer la viscosité longitudinale  $K_l$  et la viscosité transversale  $K_t$  suivant les formules :

$$K_l = a_l U^* H \quad (\text{V.09})$$

$$K_t = a_t U^* H \quad (\text{V.10})$$

Où :

$U^*$  est la vitesse de frottement (m/s) et  $H$  la hauteur d'eau (m).

$a_l$  et  $a_t$  sont les coefficients adimensionnels de dispersion, égaux par défaut à 6 et 0,6. Des valeurs différentes peuvent être trouvées dans la littérature suivant les cas traités.

Ces coefficients de dispersion doivent être fournis par l'intermédiaire du mot clé **COEFFICIENTS ADIMENSIONNELS DE DISPERSION** (format : coefficient longitudinal ; coefficient transversal).

#### V.4.2.3-Modèle K-EPSILON

Dans le cas où une viscosité constante n'est pas appropriée, TELEMAR-2D offre la possibilité d'utiliser un modèle k-Epsilon. L'activation de celui-ci se fait en positionnant le mot clé **MODELE DE TURBULENCE** à la valeur 3.

Dans ce cas, il est très important que le mot clé **COEFFICIENT DE DIFFUSION DES VITESSES** retrouve sa vraie valeur physique ( $10^{-6}$  pour la diffusion moléculaire de l'eau), car celle-ci est utilisée comme telle par le modèle de turbulence.

Dans le cas d'une frontière solide, l'utilisateur peut configurer le régime de turbulence pour les parois à l'aide du mot clé **REGIME DE TURBULENCE POUR LES PAROIS**.

Si l'on souhaite ne pas tenir compte du frottement à la paroi, l'utilisateur doit utiliser la valeur correspondant à une paroi lisse (option 1). Au contraire, la prise en compte des frottements sera activée en utilisant l'option 2 correspondant à « paroi rugueuse ».

Dans ce cas, la loi de frottement utilisée pour le frottement au bord est la même que celle utilisée pour le frottement sur le fond (mot clé **LOI DE FROTTEMENT SUR LE FOND**). L'utilisateur doit alors donner le coefficient de frottement des bords par l'intermédiaire du mot clé **COEFFICIENT DE RUGOSITE DES BORDS**, la valeur numérique à positionner, dimensionnelle, devant bien sûr être en accord avec la loi utilisée.

Dans le cas où il est utilisé, des informations sur la phase de résolution du modèle k-Epsilon peuvent être obtenues en activant le mot clé **INFORMATIONS SUR LE MODELE K-EPSILON**.

#### V.4.2.4-Modèle de SMAGORINSKI

L'utilisation de ce modèle est simplement activée en positionnant le mot clé **MODELE DE TURBULENCE** à la valeur 4.

### V.4.3-Autres paramètres physiques

Lors de la modélisation de zones étendues, il est nécessaire de tenir compte de l'influence de la force d'inertie de Coriolis. Cela se fait en activant le mot clé logique **CORIOLIS** (qui est positionné à NON par défaut). Dans ce cas, la valeur du coefficient de Coriolis est fournie par le mot clé **COEFFICIENT DE CORIOLIS**. Celui-ci doit être calculé en fonction de la latitude  $\lambda$  par la formule :

$$FCOR = 2\Omega \sin(\lambda) \quad (V.11)$$

$\Omega$  étant la vitesse de rotation de la terre égale à  $7,27 \times 10^{-5}$  rad/s.

Les composantes de la force de Coriolis sont alors :

$$FU = FCORxV \quad (V.12)$$

$$FV = -FCORxU \quad (V.13)$$

Dans le cas de très grands domaines comme une portion d'océan, il est nécessaire d'effectuer une simulation en coordonnées sphériques, auquel cas, le coefficient de Coriolis est ajusté automatiquement en chaque point du domaine. Dans ce cas, il est nécessaire d'indiquer l'angle existant entre le nord géographique et l'axe Y du modèle. Cette information est fournie par le mot clé **NORD**. Celui-ci donne l'angle (en degré) entre le nord et l'axe des Y, exprimé positivement dans le sens trigonométrique (la valeur par défaut du mot clé est nulle). **TELEMAR-2D** offre en outre la possibilité de fixer la masse volumique de l'eau (mot clé **MASSE VOLUMIQUE DE L'EAU** fixée par défaut à  $1020 \text{ kg/m}^3$ , soit une valeur correspondant à de l'eau de mer modérément salée) ainsi que l'accélération de la pesanteur (mot clé **ACCELERATION DE LA PESANTEUR** fixé par défaut à  $9.81 \text{ m/s}^2$ ).

## V.5-PARAMETRAGE NUMERIQUE

### V.5.1-Paramétrage général :

Dans un premier temps, il est nécessaire de spécifier le type d'équation que l'on souhaite résoudre. Le choix se fait à l'aide du mot clé EQUATION qui peut prendre les valeurs suivantes :

- SAINT-VENANT EF (valeur par défaut)
- SAINT-VENANT VF
- BOUSSINESQ

La première option conduit à la résolution des équations de Saint-Venant par la méthode des éléments finis. Il s'agit donc de l'utilisation « traditionnelle » de **TELEMAR-2D**.

La deuxième option conduit à la résolution des équations de Saint-Venant par la méthode des volumes finis. Dans ce cas, l'algorithme est explicite et nécessite une limitation du nombre de Courant à 1. L'option de pas de temps variable est alors automatiquement activée. **TELEMAT-2D** ajuste alors son temps de calcul de façon à satisfaire le critère du nombre de Courant. Il faut cependant noter que cette utilisation conduit à un échantillonnage irrégulier dans le fichier de sorties graphiques et dans le listing de contrôle. Il faut noter enfin que l'ensemble des options disponibles lors de la résolution des équations de Saint-Venant par la méthode des éléments finis ne le sont pas forcément dans cette configuration. L'option **BOUSSINESQ** conduit à la résolution des équations de Boussinesq.

Par ailleurs, il est nécessaire de spécifier le type de discrétisation souhaité : triangle linéaire (triangle à 3 nœuds) ou triangle quasi-bulle (triangle à quatre nœuds). Ceci se fait par l'intermédiaire du mot clé **DISCRETISATIONS EN ESPACE** dont la valeur est un tableau de quatre entiers correspondants à la vitesse, la hauteur, le traceur, et le modèle K-Epsilon. La valeur 11 correspond au triangle linéaire, la valeur 12 correspond au triangle quasi-bulle. A noter que le triangle quasi-bulle n'est pas disponible pour K-Epsilon, et que la combinaison vitesse linéaire et hauteur quasi-bulle peut être instable.

Durant un calcul **TELEMAT-2D**, le logiciel va résoudre différentes étapes en utilisant, éventuellement, la méthode des pas fractionnaires (les équations de convection d'une part, et les équations de propagation-diffusion d'autre part peuvent être résolues en deux étapes successives traitées par des schémas numériques différents). L'utilisateur peut activer ou désactiver certaines de ces étapes. La prise en compte ou non des termes de convection sera déterminée par le mot clé logique **CONVECTION** (valeur par défaut **OUI**). Cependant, même si ce mot clé est positionné à **OUI**, il est possible de désactiver certains termes de convection à l'aide des mots clés logiques suivants :

- **CONVECTION DE H** : pour la prise en compte de la convection de la hauteur,
- **CONVECTION DE U ET V** : pour la convection des vitesses,
- **CONVECTION DE K ET EPSILON** : pour la convection de l'énergie et de la dissipation turbulente,
- **CONVECTION DU TRACEUR** : pour la convection du traceur.

Ces trois mots clés ont pour valeur par défaut **OUI**.

Les phénomènes de propagation des vitesses et de la hauteur d'eau seront ou non pris en compte en fonction de la valeur du mot clé logique **PROPAGATION** (valeur par défaut

**OUI**). Comme la propagation et la diffusion sont traitées dans la même étape, la désactivation de la propagation entraîne automatiquement la désactivation de la diffusion.

Cependant, si l'étape de propagation-diffusion est activée, l'utilisateur peut encore décider de la prise en compte ou non de la diffusion des vitesses en positionnant le mot clé logique **DIFFUSION DES VITESSES** (valeur par défaut **OUI**). L'étape de propagation peut être linéarisée en activant le mot clé **PROPAGATION LINEARISEE** notamment lorsqu'on réalise un cas test pour lequel on dispose d'une solution analytique dans le cas linéarisé. Il est alors nécessaire de fixer la hauteur d'eau autour de laquelle s'effectue la linéarisation à l'aide du mot clé **PROFONDEUR MOYENNE POUR LA LINEARISATION** (valeur par défaut 0.).

### **V.5.2-Les schémas numériques**

Dans la version actuelle de **TELEMAT-2D**, seule l'option hauteur-vitesse est utilisable lors de la résolution de l'étape de propagation. L'option célérité-vitesse utilisée dans les versions antérieures à la version 3.0 de **TELEMAT-2D** a été jugée moins intéressante et a été supprimée. Cependant, le mot clé **OPTION DE PROPAGATION** est maintenu dans le fichier dictionnaire (mais désactivé) de façon à prévoir de nouvelles options dans le futur.

Le principal choix numérique concerne le schéma utilisé pour résoudre l'étape de convection. Pour cela, l'utilisateur doit mettre à jour le mot clé **FORME DE LA CONVECTION**. Ce mot clé est un tableau de 4 entiers qui se rapportent successivement au schéma utilisé pour la convection des vitesses (u et v), la convection de la hauteur H, la convection du traceur et la convection des grandeurs turbulentes k et Epsilon. Si le modèle traité ne comporte ni traceur, ni modèle de turbulence, l'utilisateur peut se contenter de donner seulement les deux premières valeurs.

Chaque entier peut prendre une valeur comprise entre 1 et 6 qui correspond aux possibilités suivantes (pour la signification de ces options, le lecteur se reportera à la Note de Principe) :

- 1 : Méthode des caractéristiques.
- 2 : Schéma semi-implicite centré + décentrement SUPG.
- 5 : Schéma conservatif + SUPG.
- 6 : Schéma PSI.

L'option 5 n'est valide que pour la convection de H (position 2 du tableau), et permet d'obtenir la conservation de la masse sans sous-itération.

Le schéma PSI (option 6) est un schéma dont la stabilité est conditionnée par un nombre de Courant inférieur à 1. Lors de l'utilisation de ce schéma, le logiciel effectue, à chaque pas de temps, un test de vérification du nombre de Courant point par point.

En cas de dépassement de la valeur 1, **TELEMAT-2D** va automatiquement exécuter des sous pas de temps de façon à satisfaire le critère de stabilité.

La convection du modèle k-Epsilon ne peut se faire qu'à l'aide de la méthode des caractéristiques (quatrième valeurs positionnées à 1 obligatoirement).

La valeur par défaut est 1;1;1;1 ce qui correspond à l'utilisation de la méthode des caractéristiques dans tous les cas.

Suivant les schémas utilisés, la conservation de la masse peut être améliorée par l'exécution de sous-itérations. Cela consiste en une réactualisation, pour un même pas de temps, du champ convecteur au cours de plusieurs sous-itérations. A la première sous-itération, le champ des vitesses est donné par les résultats obtenus au pas de temps précédent. Cette technique permet d'améliorer la prise en compte des non-linéarités, et permet d'améliorer considérablement la conservation de la masse dans le cas du schéma 2. Le nombre de sous-itérations est fixé par le mot clé **NOMBRE DE SOUS-ITERATIONS POUR LES NON-LINEARITES** dont la valeur par défaut est 1. Le schéma **SUPG** peut être configuré à l'aide de mots clés spécifiques.

Dans **TELEMAT-2D**, la discrétisation temporelle est semi-implicite. Les différents coefficients d'implicitation sont donnés à l'aide des mots clés **IMPLICITATION POUR LA HAUTEUR**, **IMPLICITATION SUR LA VITESSE**, et dans le cas du calcul de transport d'un traceur, **COEFFICIENT D'IMPLICITATION DU TRACEUR**. Une présentation complète de ces coefficients est faite dans la Note de Principe.

Lors de la résolution du système linéarisé  $A X = B$ , **TELEMAT-2D** offre la possibilité d'effectuer un mass-lumping sur les matrices de masse ( $M_h$  pour la hauteur,  $M_u$  et  $M_v$  pour la vitesse) intervenant dans le calcul des matrices  $AM1$  pour la hauteur,  $AM2$  et  $AM3$  pour la vitesse. Cette technique consiste à ramener tout ou partie de la matrice de masse sur sa diagonale, et permet de diminuer considérablement les temps de calcul. Cependant, les solutions obtenues se trouvent fortement lissées. Le taux de mass-lumping est fixé à l'aide des mots clés **MASSLUMPING SUR H** et **MASSLUMPING SUR LA VITESSE** et **MASSLUMPING SUR LE TRACEUR**. La valeur 1 signifie mass-lumping maximum (les matrices

de masses sont diagonales), la valeur 0 (valeur par défaut) correspond au traitement normal sans mass-lumping.

## V.6- MAILLAGE

Un certain nombre de précautions doivent être prises lors de la construction du maillage. La liste ci-dessous évitera un certain nombre de problèmes mais elle n'est, bien sûr, pas exhaustive.

- Une frontière liquide doit être constituée d'au moins 5 points, un nombre de 10 points étant souhaitable,
- Dans le cas d'un maillage fluvial et notamment pour des simulations en période d'étiage, il est impératif de raffiner les éléments dans le lit mineur de façon à avoir au moins 3 à 4 points pour pouvoir passer les débits. En cas de non-respect de cette règle, on rencontre des difficultés énormes au niveau de la conservation de la masse et de la qualité des résultats ;
- Pour des domaines présentant des gradients de bathymétrie ou de topographie importants, il est nécessaire de raffiner le maillage sur les talus si le courant n'est pas tangent à ceux-ci.
- Il est préférable, autant que possible, d'avoir des triangles aussi équilatéraux que possible, car c'est ce type d'élément qui fournit les meilleurs résultats. Cependant, dans le cas des maillages fluviaux, il est parfois intéressant d'allonger les mailles dans le sens du courant, afin de diminuer le nombre de points de calcul, et donc le temps de simulation.

## V.7-INTRODUCTION SUR LE LOGICIEL CASTOR

Le logiciel répond en calculant les caractéristiques unidimensionnelles de la vague de submersion provoquée par la rupture de l'ouvrage : vitesse, hauteur d'eau, temps d'arrivée de l'eau. En un point donné de la vallée, le logiciel effectue avec une méthode simplifiée le traitement suivant :

- Calcul de débit maximal par réduction du débit de pointe au droit du barrage à l'aide d'un coefficient d'amortissement (déterminé de manière empirique en se basant essentiellement sur des résultats de calcul menés en résolvant les équations de Saint Venant- Méthode simplifiée).

- Calcul de la hauteur d'eau maximale atteinte à partir du débit grâce à l'hypothèse du régime uniforme, puis vitesse maximale et le temps d'arrivée sont déduits des résultats précédents.
- Les résultats sont dépendants des hypothèses envisagées lors du choix des différents paramètres (Strickler en particulier). Dans ce contexte, un résultat fiable ne peut venir que de l'utilisation répétée du logiciel sur un même problème. Une aide contextuelle est accessible pour la plupart des fenêtres.

### V.7.1-Les données nécessaires

Les données nécessaires pour effectuer un calcul unidimensionnelles avec Castor sont : le fetch, la hauteur d'eau au droit du barrage, le volume de la retenue, coefficient de Strickler local, les profiles en travers des sections, les pentes moyens et locaux.

### V.7.2-Résultats de calcul :

Castor donne selon le scénario choisi (rupture progressive ou instantanée, totale ou partielle) les valeurs des hauteurs maximales, les débits maximaux, la cotes d'eau maximal, le temps d'arrivée, les vitesses maximales, ligne d'énergie maximale.

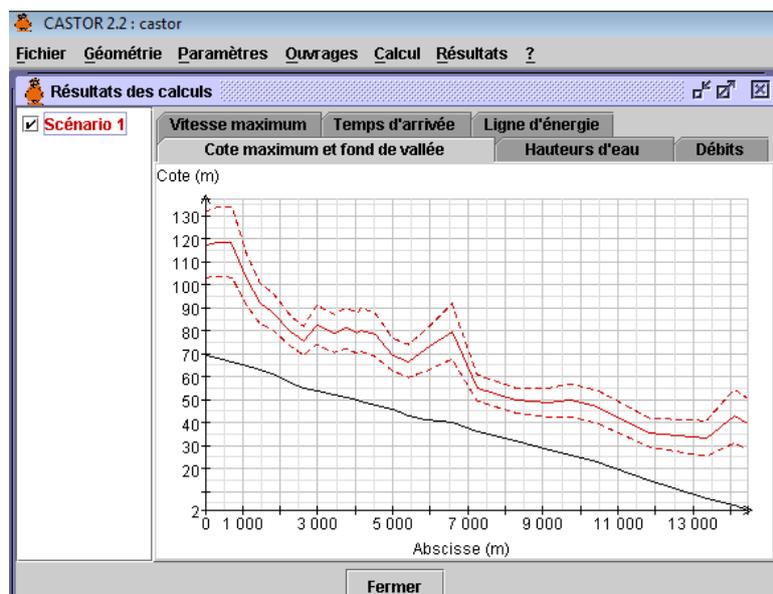


Figure. V.2: Fenêtre des résultats de Castor

## **CONCLUSION**

A l'issue de cette présentation, nous allons introduire les données dans notre cas d'étude et procéder à une modélisation bidimensionnelle et unidimensionnelle à l'aide des codes de calcul TELEMAR-2D et CASTOR, pour un calcul simplifié.

L'objectif escompté à travers ce travail est de faire un examen comparatif entre résultats de deux modèles précités et de déceler les avantages et les adaptations de chaque code de calcul dans la détermination des caractéristiques de l'onde rupture d'un barrage à partir des résultats obtenus.

## Chapitre VI :

### MODELISATION DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE DE BOUKERDANE A L'AIDE DU CODE TELEMAT-2D

#### INTRODUCTION

Les plans particuliers d'intervention (**PPI**) sont des plans d'urgence (établis pour faire face aux risques particuliers). Ils concernent notamment les aménagements hydrauliques qui comportent à la fois un réservoir d'une capacité au moins égale à 15 millions de m<sup>3</sup> et un barrage ou digue d'au moins 20 mètres de hauteur. A fin d'élaborer le PPI une étude de modélisation de l'onde de rupture du barrage est nécessaire. Dans ce contexte nous pouvons lister les travaux de ([Hervouet., 2001] et [SHI., 2006]) qui ont fait plusieurs cas de simulations et de validations de la rupture d'un barrage avec **Telemac**, à savoir :

- écoulement du à la rupture de barrage sur un fond mouillé, plat et sans frottement dans un canal rectangulaire de largeur constante (problème 1D) ;
- écoulement du à la rupture de barrage sur un fond mouillé, plat et sans frottement dans un canal rectangulaire de largeur variable (problème 2D) ;
- écoulement du à la rupture de barrage sur un fond sec, dans un canal rectangulaire de largeur constante (problème 1D) ;
- écoulement du à la rupture de barrage sur un fond sec, dans un canal rectangulaire de largeur variable (problème 2D) ;
- puis une validation sur un cas réel de bathymétrie et topographie complexe, cas du barrage de Malpasset.

Les résultats du premier cas (1D) ont été comparés avec les solutions analytiques qui sont calculées selon la méthode de Stocker, une excellente concordance est obtenue entre les résultats numériques et analytiques. Le deuxième cas, la rupture est supposée partielle, les résultats ont donné une bonne cohérence avec les études existantes telles que les schémas de MacCormack et Gabutti. Dans le troisième cas, le canal a une forte pente et avec frottement, les résultats sont comparé avec des mesures expérimentales, il y a un accord global entre les

valeurs calculées et mesurées. Le dernier cas un canal rectangulaire qui présente un rétrécissement (2D), y a aussi une concordance entre les valeurs calculées et mesurées.

La simulation numérique de l'onde de rupture de Malpasset avec le logiciel **Telemac** est proposé par CADAM (Concreted Action on Dam Break Modelling) comme un cas test typique de grandeur nature pour les modèles numériques qui ont pour but de simuler les écoulements dus à la rupture de barrage. La rupture est instantané totale, le réservoir est inclut dans le calcul. Pour valider le modèle effectué avec **Telemac** ils ont pris les points de comparaisons suivantes :

- des photographies du barrage après l'accident ;
- enquête sur le niveau d'eau par la police locale ;
- enquête sur le temps de propagation ;
- un modèle physique(1964) à l'échelle 1/400ieme réalisé par EDF ;
- un calcul unidimensionnel. Il provient du logiciel **RUPTUR**.

Vu que le barrage de Boukerdane (Wilaya de Tipaza) se situe à l'amont d'une ville et d'une vallée en voie d'aménagement, nous allons modéliser la rupture de ce dernier et voir les caractéristiques de l'onde et les paramètres qui influent sur la propagation de l'onde.

Les simulations numériques sont la plus part du temps effectué en **1D** avec les équations de Saint-Venant. Dans quelque rare cas, lorsque l'onde se répand dans de larges plaines ou lorsqu'il ya un débouché sur la mer, une simulation numérique bidimensionnelle est nécessaire ([Hervouet., 2001]). On utilise alors le logiciel **Telemac-2D**. Les calculs effectués en **1D** avec le logiciel **Castor** permettent une comparaison qualitative de ce genre de calcul.

## VI.1-MODELISATION NUMERIQUE

### VI.1.1 – Cas d'étude

Le barrage de Boukerdane se situe à 12 km au Sud de la ville de Cherchell, à 3 km environ de la route nationale N° 11 Reliant TIPAZA – CHERCHELL et à 14 KM du chef lieu de la Wilaya de Tipaza, la ville la plus proche du barrage s'appelle Sidi Amar. Les coordonnées du barrage sont les suivantes : X=465 000 m, Y=358 500 m, Z=69NGA

Les coordonnées des villes sont : Sidi Amar X=4651000m Y=360300m et le village de Bouaroua sont X=463700 m Y=364400m.



**Figure.VI.1-** Situation du barrage d'Oued Hachem sur la carte topographique

- Niveau du plan d'eau : 143 m NGA
- Volume d'eau : 100Millions de m<sup>3</sup>

### VI.1.2-Bathymétrie

À partir de la carte topographique d'état major à l'échelle 1/50 000 callée avec le système d'information géographique (SIG-Mapinfo), on a pu digitaliser la topographie avec le logiciel surffer. La dimension du domaine de calcul étudié est de 10000 mX14000 m, la cote du fond vas de 0 m (niveau de la mer) à 300 m, la vallée se rétrécit avant d'atteindre la plaine côtière avec un brusque changement de direction. Entre le Barrage de **Boukerdane** et l'agglomération de **Sidi Amar** située à presque 2 km en aval, on a une dénivelée de 8 à 9 m. La pente moyenne est de l'ordre de 0,5 %. Les (figure.VI.2 et figure.VI.3) permettent de visualiser la bathymétrie du modèle.

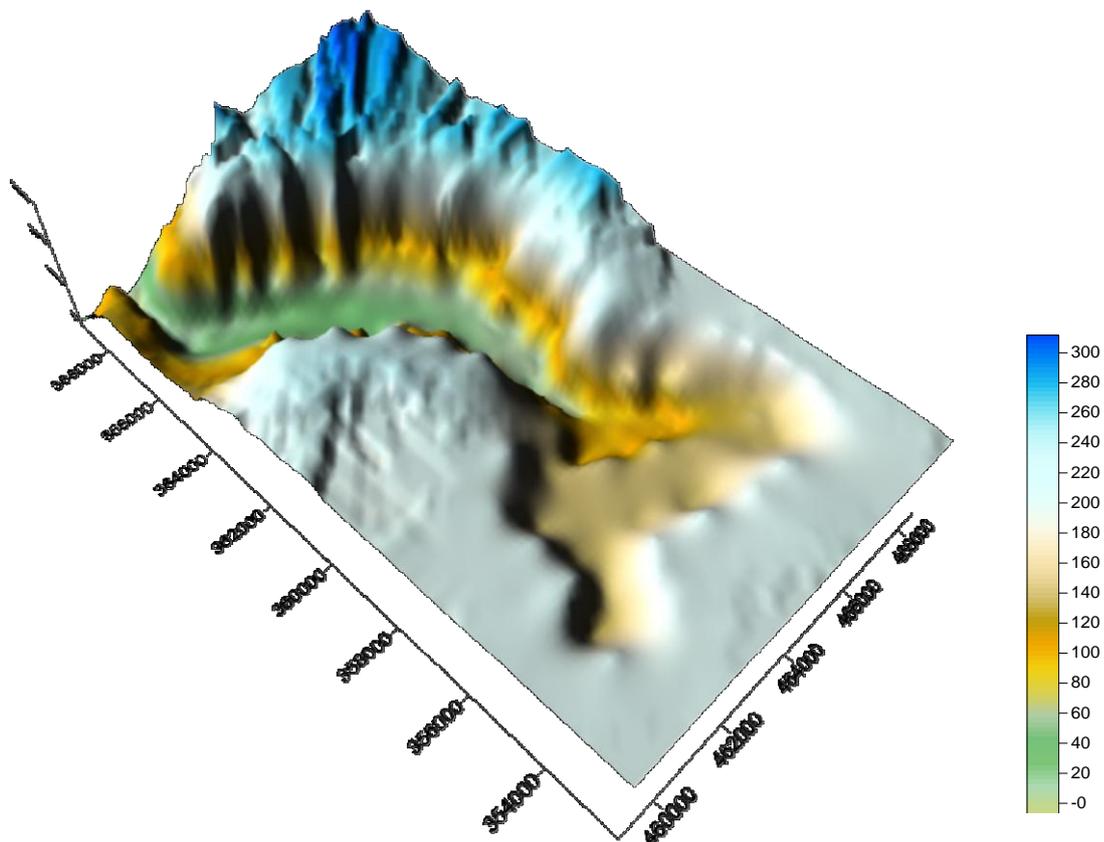


Figure.VI.2: Topographie de Boukerdane

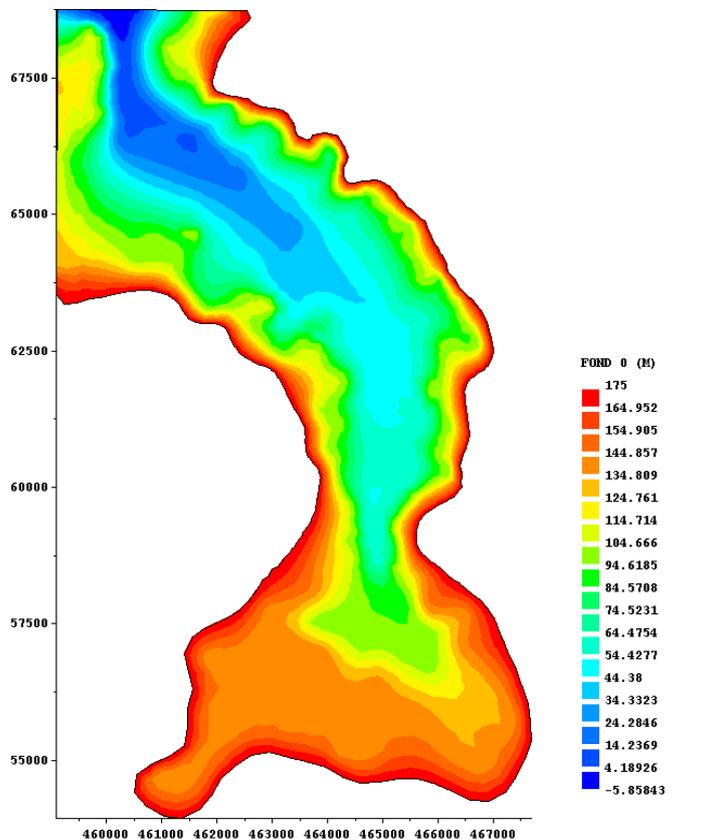


Figure.VI.3: Bathymétrie de Boukerdane

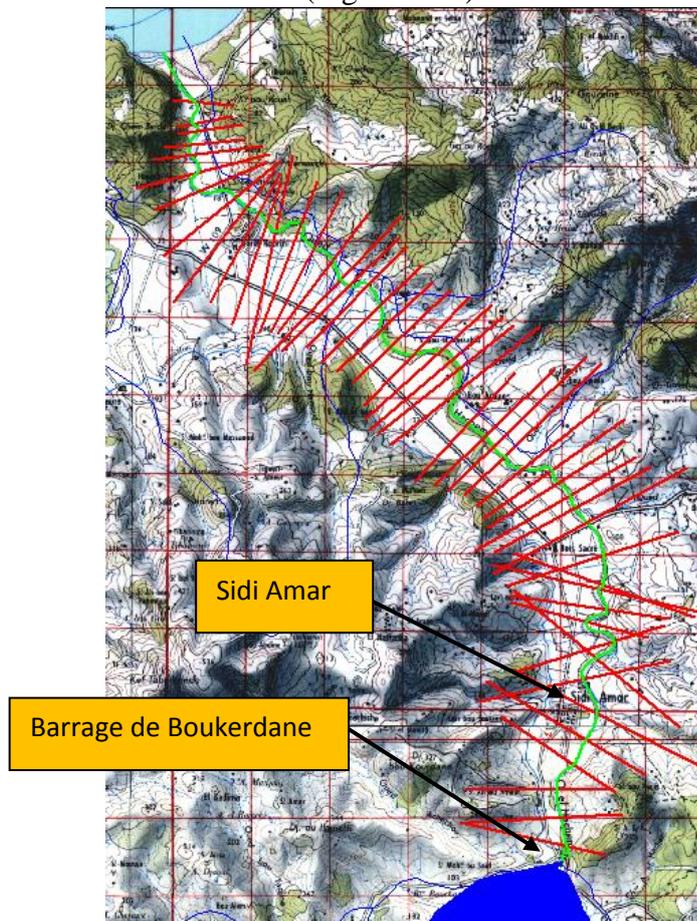
### VI.1.3-Modèle unidimensionnel

#### VI.1.3.1- Discrétisation du domaine

Le calcul étant unidimensionnel, c'est-à-dire qu'on considère que l'écoulement de l'eau se fait dans une direction privilégiée, nos sections de calcul seront placées sur l'axe de l'oued Hachem, qui est donc le domaine de calcul.

#### VI.1.3.2- Domaine de calcul

Une attention particulière doit être apportée au choix des profils en travers utilisés ; en effet , il faut que les profils retenus permettent une représentation aussi fidèle que possible du comportement hydraulique de la rivière. On veillera donc à acquérir des profils en tout point de la rivière où se produit un changement sensible de la géométrie ; c'est le cas par exemple des variations brusques de pente ou de largeur ; de même on recueillera les profils en travers des sections contenant une singularité hydraulique (seuil, pont, etc.).L'axe de l'oued comporte 54 sections de calcul situées aux changements de direction de l'écoulement, aux élargissements et aux rétrécissements (Figure VI.4).



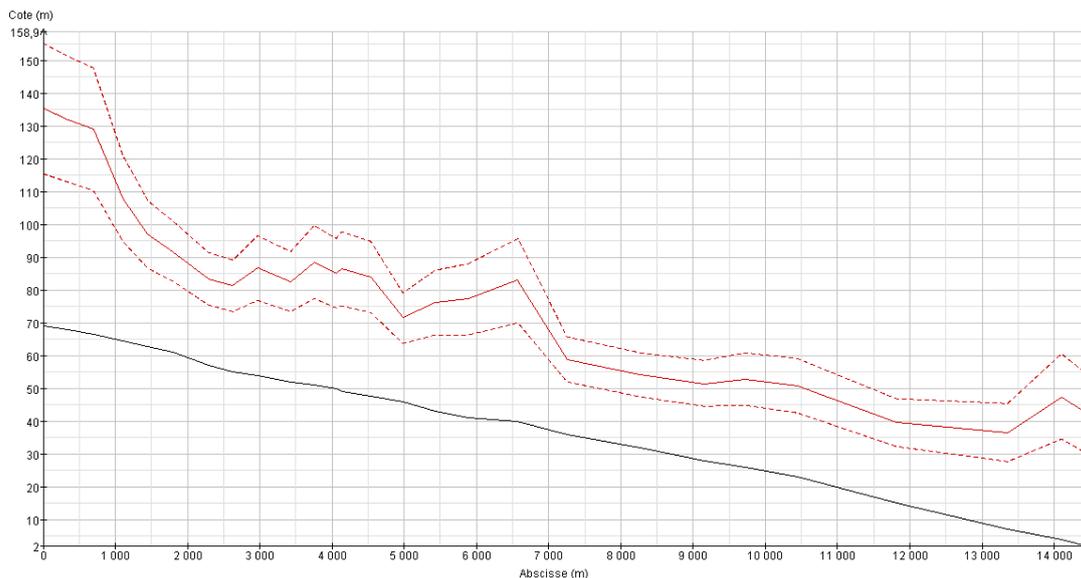
**Figure VI.4-Sections de calcul**

### VI.1.3.3- Hypothèses et conditions

- la rupture est instantanée totale ;
- initialement, il y a ainsi un mur d'eau de hauteur 74m à l'emplacement du barrage.
- le fond est sec. Au temps  $t = 0$  s,
- en amont du réservoir, un débit constant égal à zéro est imposé.
- les deux côtés de la vallée sont considérés comme des parois imperméables (ni infiltration ni résurgence).

### VI.1.3.4- Résultats unidimensionnel

On a enregistré des hauteurs d'eau importantes allant jusqu'à 66m au droit du barrage et en suivant la variation de la hauteur d'eau le long de la vallée nous pouvons remarquer que ce dernier présente une fluctuation importante dans la zone située entre 1000m-7000m (Figure.VI.5) cela est due à une chaîne de changement de direction et de rétrécissements ; à partir de 7000m l'écoulement se stabilise car l'oued est presque rectiligne ; avant l'arrivée à la mer, les hauteurs augmentent à cause d'un brusque changement de direction avec rétrécissements. Les vitesses varient entre 10-20 m/s, l'onde arrivera à la mer en 19mn,



**Figure.VI.5 :** Variation de la hauteur d'eau le long de la vallée

Le Tableau.VI.1 donne les coordonnées des sections le long de la vallée, la ville de **Sidi Amar** est située entre la section 3 et la section 5, le village de **Bou Aroua** est situé entre les sections 7 et 8. Le Tableau.VI.2 présente les hauteurs, les vitesses et le temps d'arrivée dans les points caractéristiques.

**Tableau.VI.1** : Coordonnées des points caractéristiques

Sect/coordonnées		X	Y
Section 1	à 350m	464979.97	358820.23
Section 2	à 700m	465048.54	359643.05
Section 3	à 1100m	465042.83	359648.76
Section 4	à 1450m	465208.53	359934.46
Section 5	à 1800m	465362.81	360237.31
Section 6	à 2975m	465345.67	361037.27
Section 7	à 5423m	465148.15	362894.43
Section 8	à 6570m	464444.44	363477.77
Section 9	à 8267m	463620.35	364570.38

**Tableau.VI.2** : Variables d'écoulement (1D) (rupture instantanée totale)

Sections	hauteur d'eau (m)	Vitesses (m/s)	temps d'arrivé (s)
section 1	64.01	15	0
section 2	62.41	18.04	60
section 3	43.45	19.65	60
section 4	34.09	19.61	120
section 5	30.65	18.30	120
section 6	32.65	16.32	180
section 7	33.12	14.55	360
section 8	42.91	10.07	480
section 9	22.12	12.64	660

On a enregistré le long de la vallée des hauteurs importantes variant entre 22m et 64m avec des grandes vitesses ce qui explique que l'eau atteint **Sidi Amar** en deux minutes et **Bou Aroua** en six minutes. Vu les grandes hauteurs enregistrées, les villes sont totalement immergées et le risque sera important dans toute la zone inondée.

Nous pouvons noter que le logiciel **Castor** permet d'avoir une idée intéressante sur les zones à risque et l'ampleur de ce dernier.

#### VI.1.4. Modélisation bidimensionnel (Telemac 2D)

Pour la modélisation de la rupture totale du barrage, le domaine de calcul prend en compte le réservoir à l'amont de celui-ci. Cela évite de prendre des conditions aux limites théoriques (Hauteur constante ou hydrogramme) mis a part à l'aval où nous imposons une cote de surface libre égale à zéro (embouchure au niveau de la mer). Le maillage a été réalisé avec le logiciel **Matisse** qui fait partie de la bibliothèque **Telemac**. Le maillage final comporte 37508 points avec des mailles allant de 5 à 350 m. Le réservoir est maillé grossièrement car l'agitation y est assez faible et il est préférable de renforcer le maillage dans les zones de fortes agitations, c'est-à-dire au niveau du barrage et dans le lit de la rivière (Figure.VI.6). Le barrage est modélisé par une ligne droite entre les coordonnées (465500,358500) et (464500 ,358500). Pour débiter le calcul nous remplissons le réservoir à la cote de surface libre 143 mètres. A  $t=0s$ , la rupture du barrage est totale et instantanée. Le temps de calcul est de 16 minutes 30 seconde CPU (processeur Intel core 2 duo 3.2 GHz, 3 Go de RAM).

La majorité des paramètres choisis pour ce modèle sont issus du cas de la rupture du barrage de Malpasset réalisé par ([Hervouet., 2001]) ainsi que des différents cas de ruptures de barrage réalisés par ([SHI., 2006]) .Les paramètres sont les suivants :

##### VI.1.4.1- Paramètre numériques

- La convection des vitesses est faite avec la méthode des caractéristiques ;
- La discrétisation de la hauteur est linéaire et quasi-bulle pour les vitesses ;
- Le pas de temps est de 0.5 secondes et la période de simulation est de 4000 s ;
- Le solveur choisi est GMRES, avec une précision relative de  $10^{-5}$ , une dimension de l'espace Krylov de 3 et un simple pré conditionnement diagonal.

##### VI.1.4.2- Paramètres physiques

Le coefficient de diffusion turbulente a été pris constant et égal à  $1 \text{ m}^2/\text{s}$ . ([Hervouet., 2001] et [SHI., 2006]) ont montré que les valeurs du coefficient de diffusions avaient très peu d'influence sur la propagation de l'onde et que le coefficient de frottement sur le fond est un paramètre bien plus important. Différents coefficient de Strickler ont été testés.

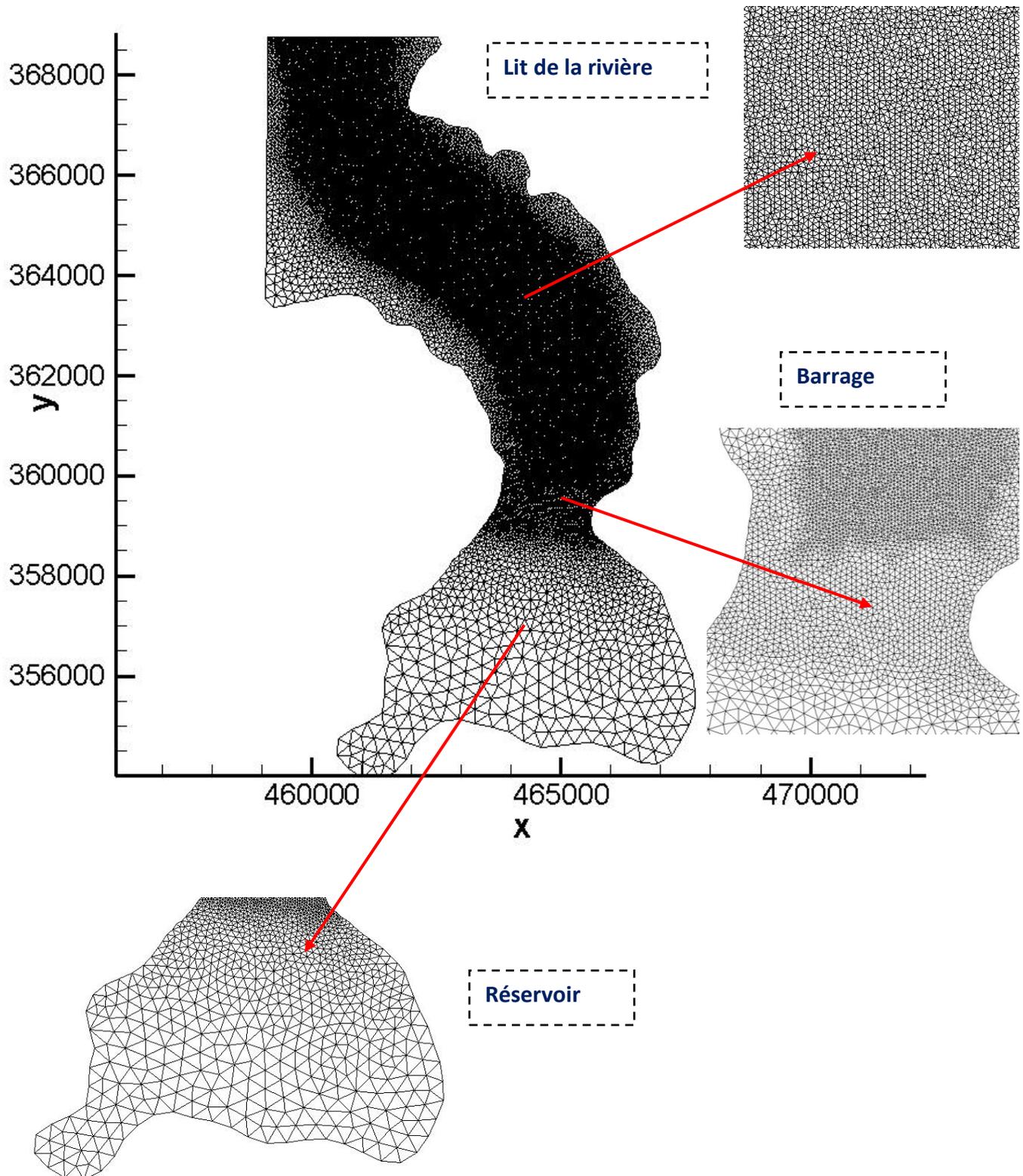


Figure.VI.6 : Maillage du domaine

**VI.1.4.3 - Conditions initiales**

Initialement, une masse d'eau à la cote du plan d'eau est retenue dans le réservoir. Le fond est sec. Au temps  $t = 0$  s, il y a ainsi un mur d'eau de hauteur 74m à l'emplacement du barrage. Les vitesses sont nulles partout dans le domaine.

**VI.1.4.4 - Conditions aux limites**

En amont l'eau est retenue dans le réservoir à une cote de 143m NGA, en aval on impose une cote de surface libre égale à zéro.

**VI.1.4.4.1-Conditions aux parois imperméables**

Les deux côtés de la vallée sont considérés comme des parois imperméables. Aussi on admet qu'il n'y a ni infiltration ni résurgence (apport) d'eau au niveau des berges.

**VI.1.4.4.2-Conditions dans le réservoir**

Le débit propre de l'Oued Hachem est nul. La rupture est instantanée, en amont du réservoir, avec un débit constant égal à zéro est imposé.

**VI.1.4.5-Résultats et discussions****VI.1.4.5.1-Comparaison qualitative**

Nous présentons les résultats de calcul numérique **1D** et **2D** aux différents points repères (Tableau VI.3) :

**Tableau VI.3 : Résultats numérique, 1D et 2D**

Sections	Variables (1D)			Variables (2D)		
	hauteur d'eau (m)	Vitesse (m/s)	temps d'arrivé (s)	hauteur d'eau (m)	Vitesse (m/s)	temps d'arrivé (mn)
section 1	64.01	15	0	50.60	21.50	50
section 2	62.41	18.04	60	26.50	28.20	75
section 3	43.45	19.65	60	35.60	27.90	87.5
section 4	34.09	19.61	120	25.10	23.10	100
section 5	30.65	18.30	120	27.60	24.80	187.5
section 6	32.65	16.32	180	28.20	18.90	250
section 7	33.12	14.55	360	28.60	16.60	375
section 8	42.91	10.07	480	22.60	21.00	387.5
section 9	22.12	12.64	660	23.70	18.60	450

Les écarts relatifs entre les valeurs calculées en 2D et 1D de la hauteur d'eau vont de 6% à 55% dans toutes les sections avec une moyenne de 23%. Les écarts sur les vitesses vont de 12% à 52% avec une moyenne de 25%. Sur le temps d'arrivée, les écarts varient de 4% à 31% avec une moyenne de 24%.

On remarque que les résultats de calcul unidimensionnel s'écartent sur la modélisation bidimensionnelle avec une marge d'erreur de 25% sur tous les paramètres hydrauliques, ces écarts peuvent être dus à la discrétisation du domaine de calcul et la représentation de la bathymétrie; comme peuvent être dus aux méthodes de calcul car **Castor** utilise la méthode simplifiée et suppose un régime uniforme entre deux sections proches, **Telemac-2D** résout les équations de Barrée Saint-Venant en 2D et capable de prendre en considération tous les phénomènes complexes de l'écoulement avec une précision sur la bathymétrie.

#### VI.1.4.5.2- Résultats numérique 2D aux différents instants:

Les figures (VI.7-VI.18) présentent les résultats obtenus par **Telemac-2D** à  $t=0s$ , 100s, 325s, 550s, 650s et 1000s respectivement, dans ces figures les résultats sont donnés en hauteur d'eau et champs de vitesses.

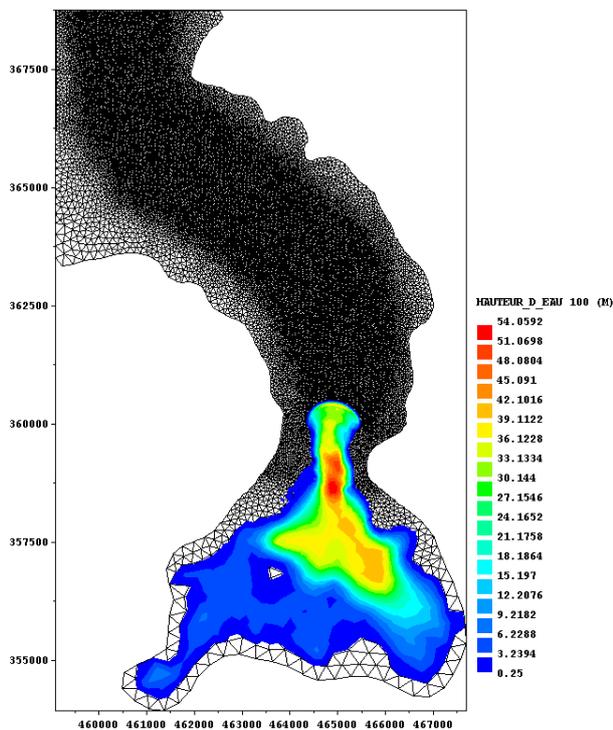


Figure VI.7 :Hauteur d'eau à  $t=100s$  ;

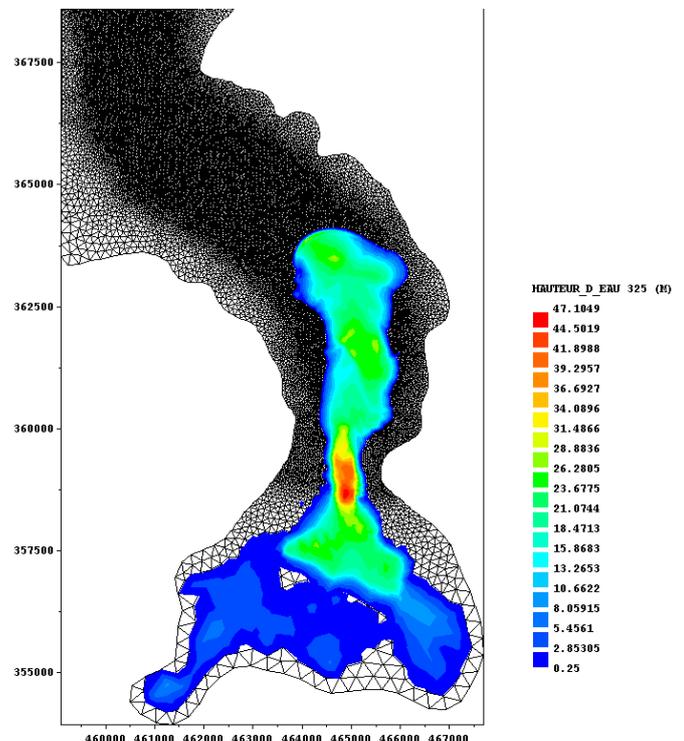


Figure VI.8 :Hauteur d'eau à  $t=325s$

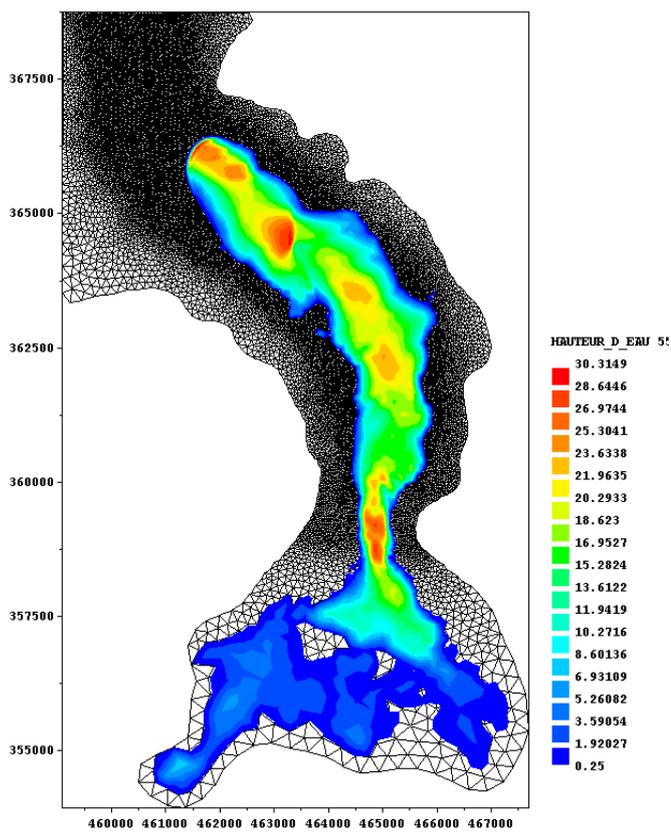


Figure VI.9 :Hauteur d'eau à t=550s ;

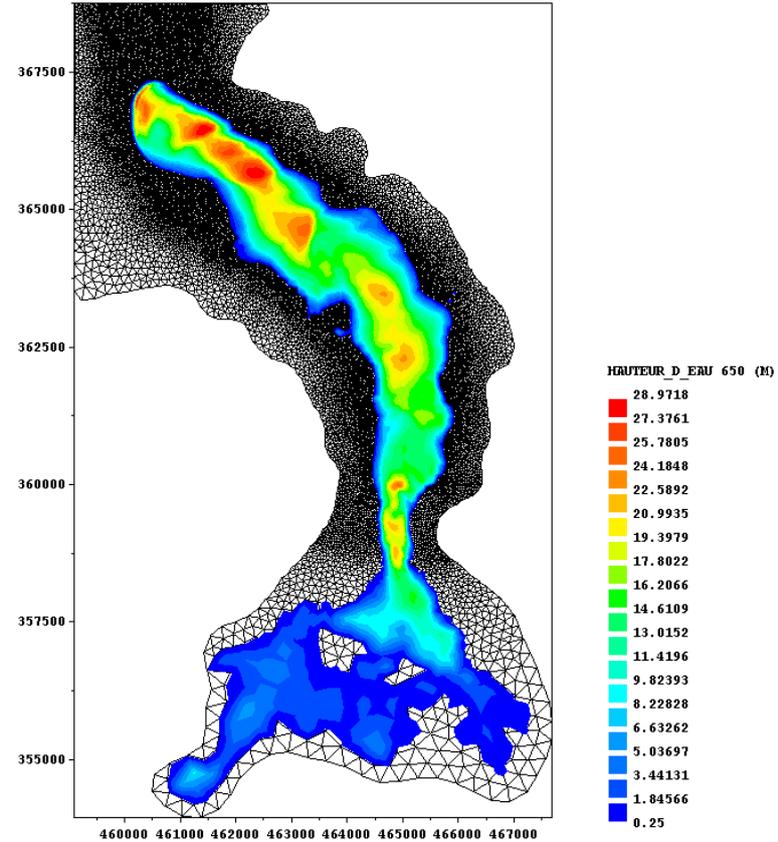


Figure VI.10 :Hauteur d'eau à t=650s

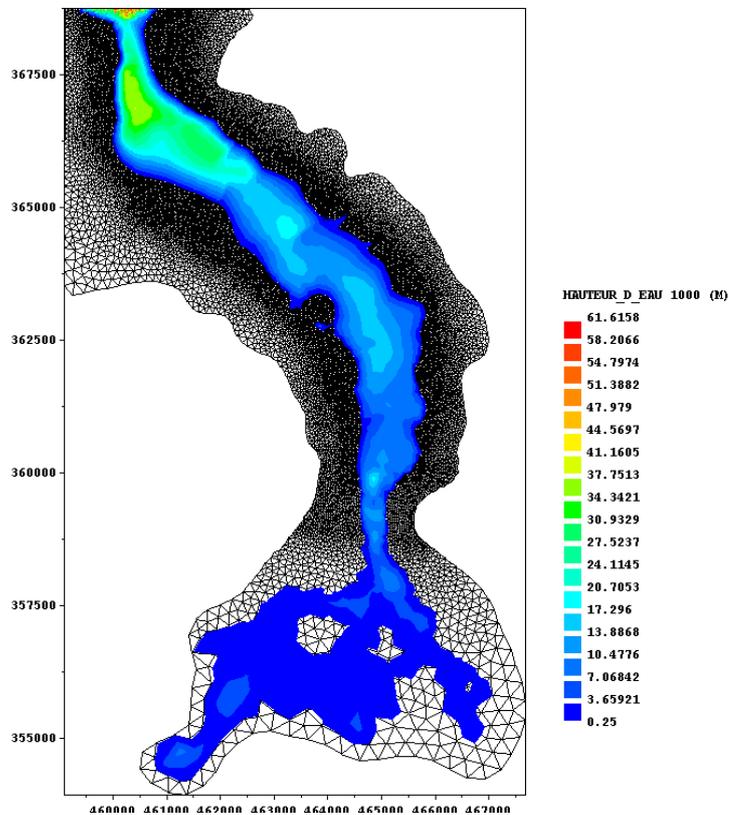


Figure VI.11:Hauteur d'eau à t=1000s

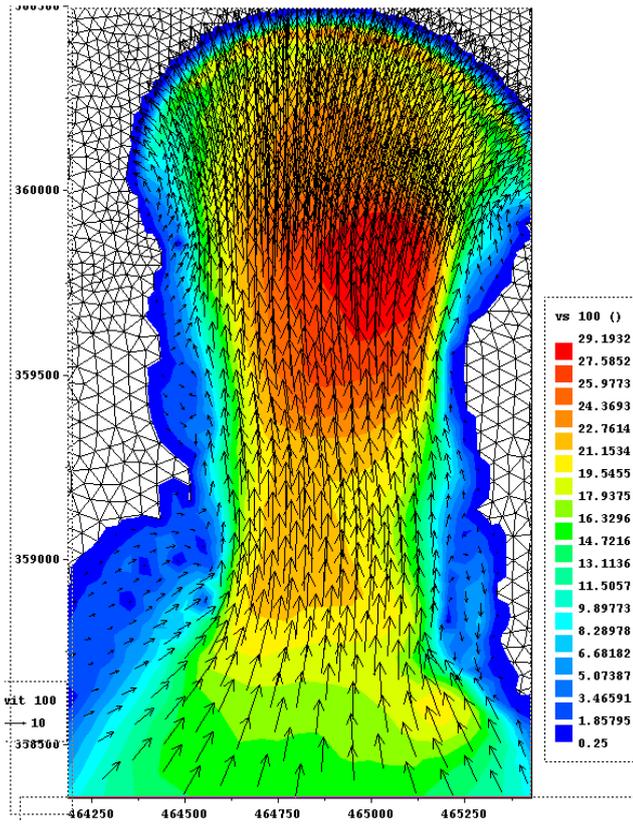


Figure VI.12: Vitesse d'eau à  $t=100s$

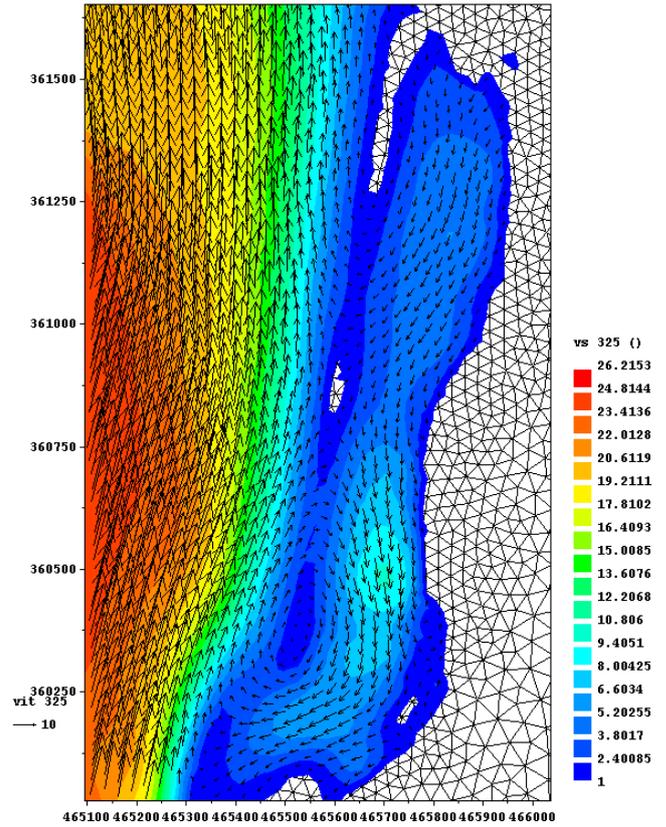


Figure VI.13: Vitesse d'eau(1) à  $t=325s$

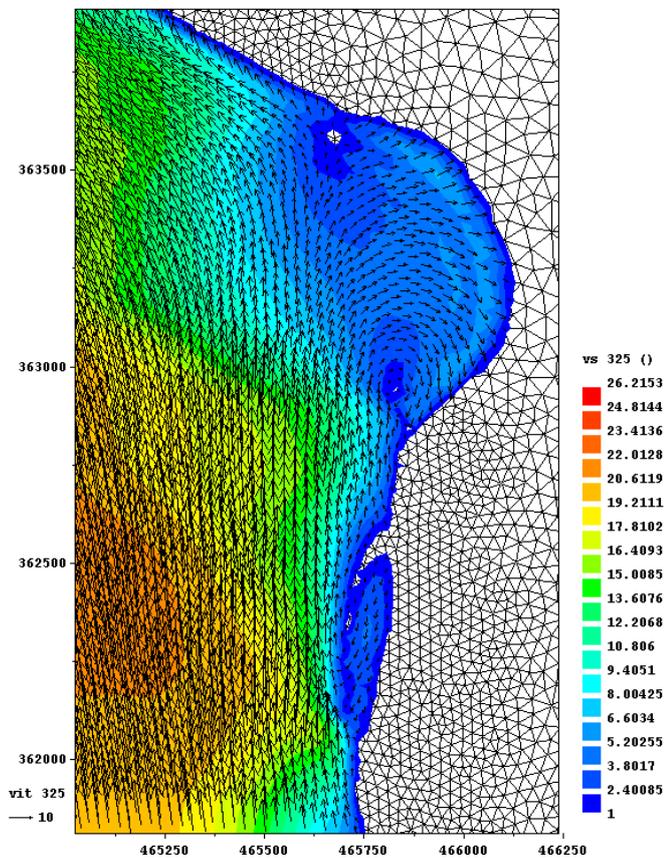


Figure VI.14: Vitesse d'eau(2) à  $t=325s$

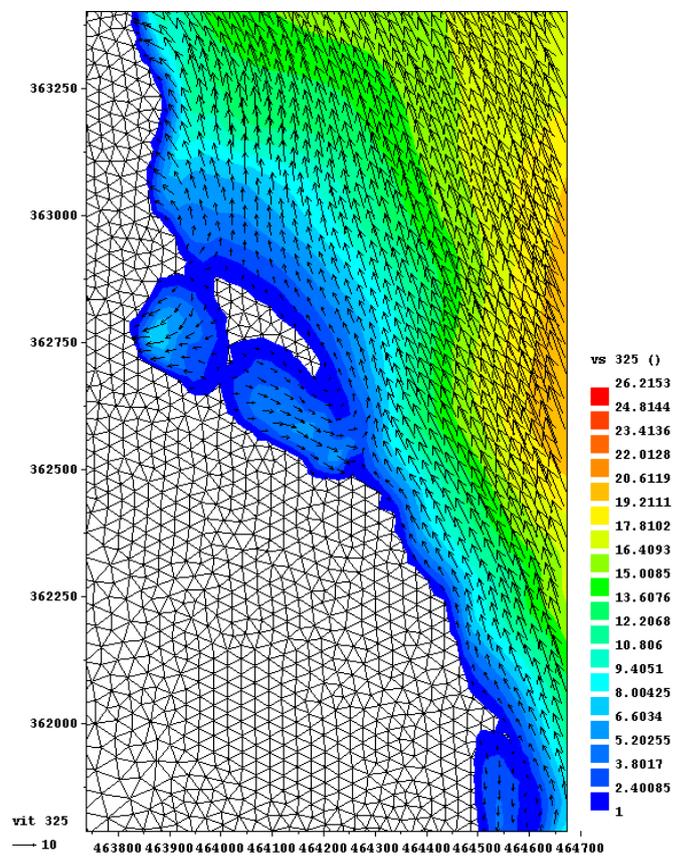


Figure VI.15: Vitesse d'eau(3) à  $t=325s$

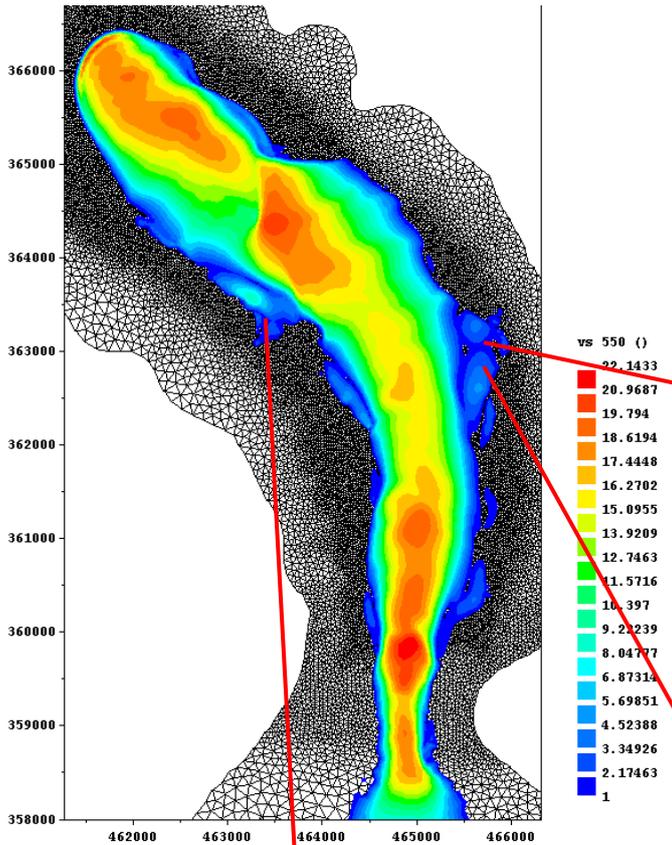


Figure VI.16: Vitesse d'eau à(1) t=550s

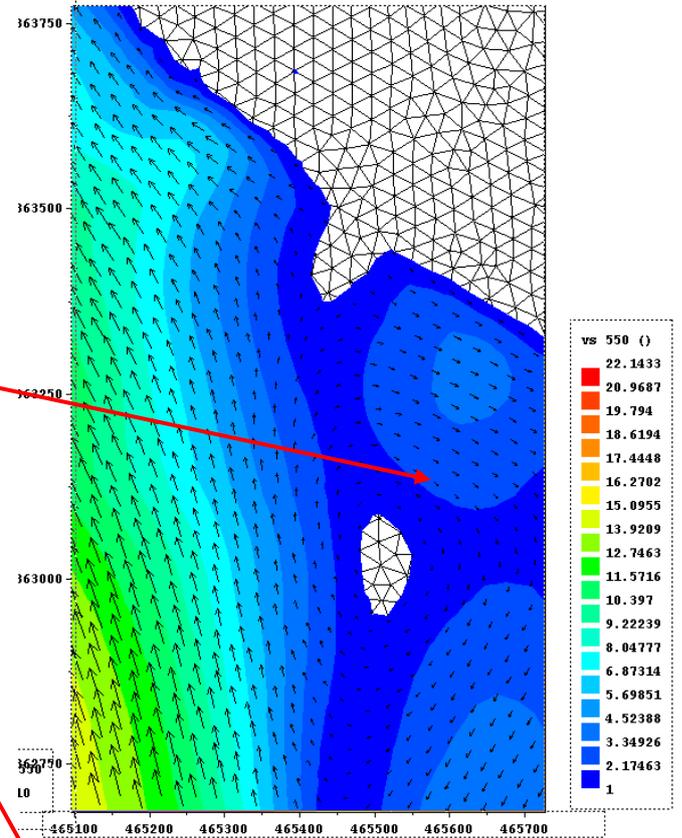


Figure VI.17: Vitesse d'eau (2) à t=550s

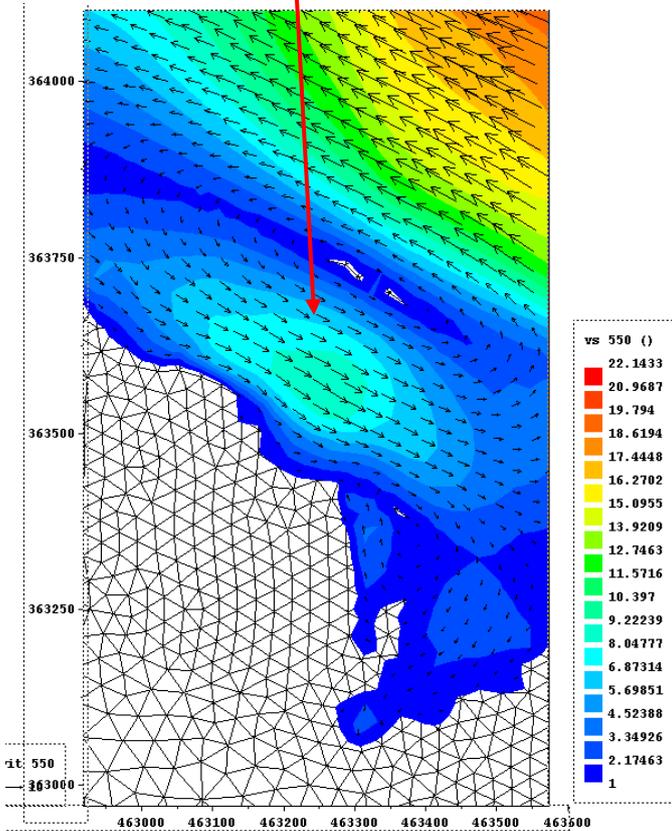


Figure VI.18: Vitesse d'eau(3) à t=550s

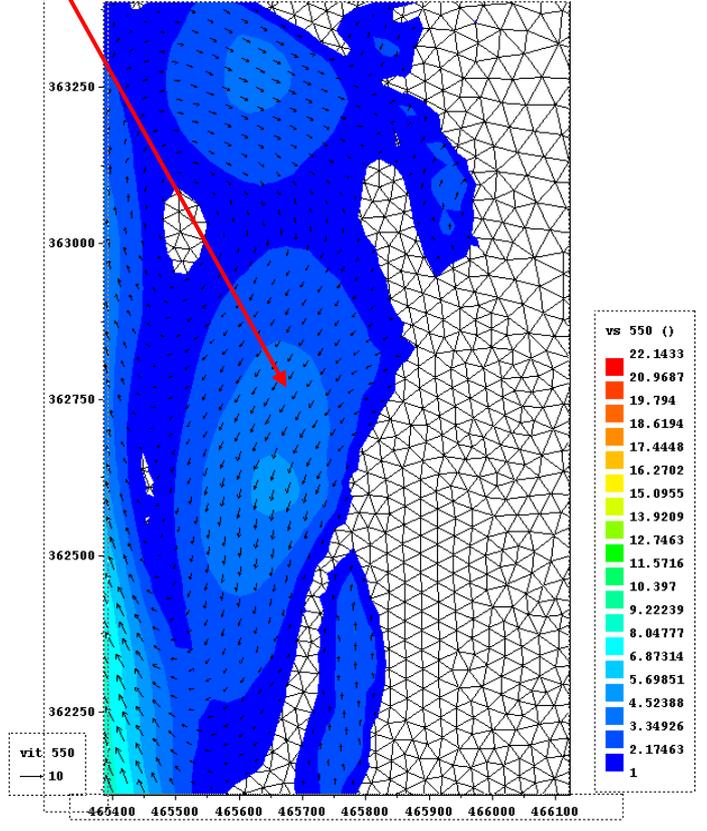


Figure VI.19: Vitesse d'eau(4) à t=550s ;

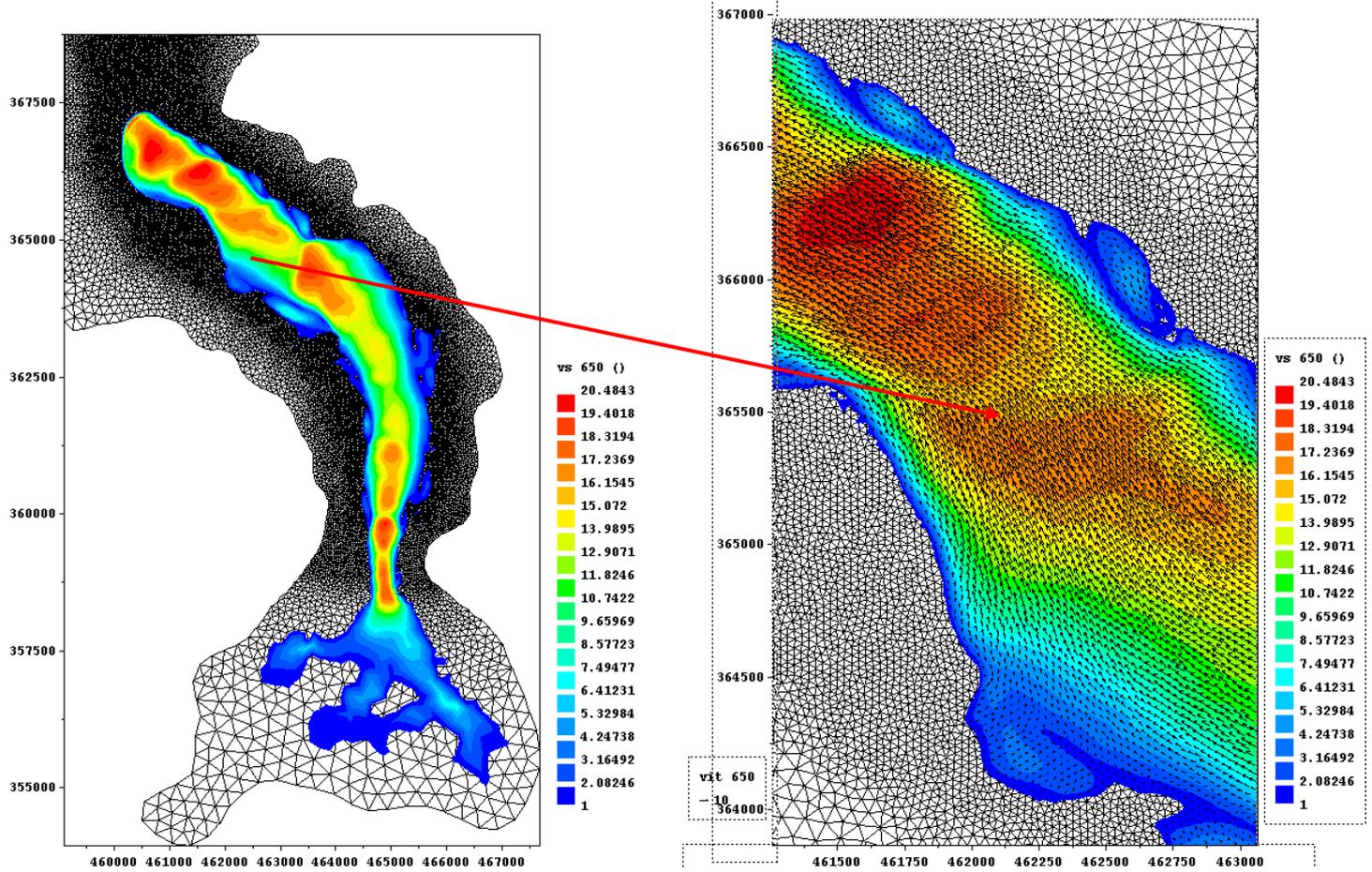


Figure VI.20: Vitesse d'eau(1) à t=650s

Figure VI.21: Vitesse d'eau(2) à t=650s ;

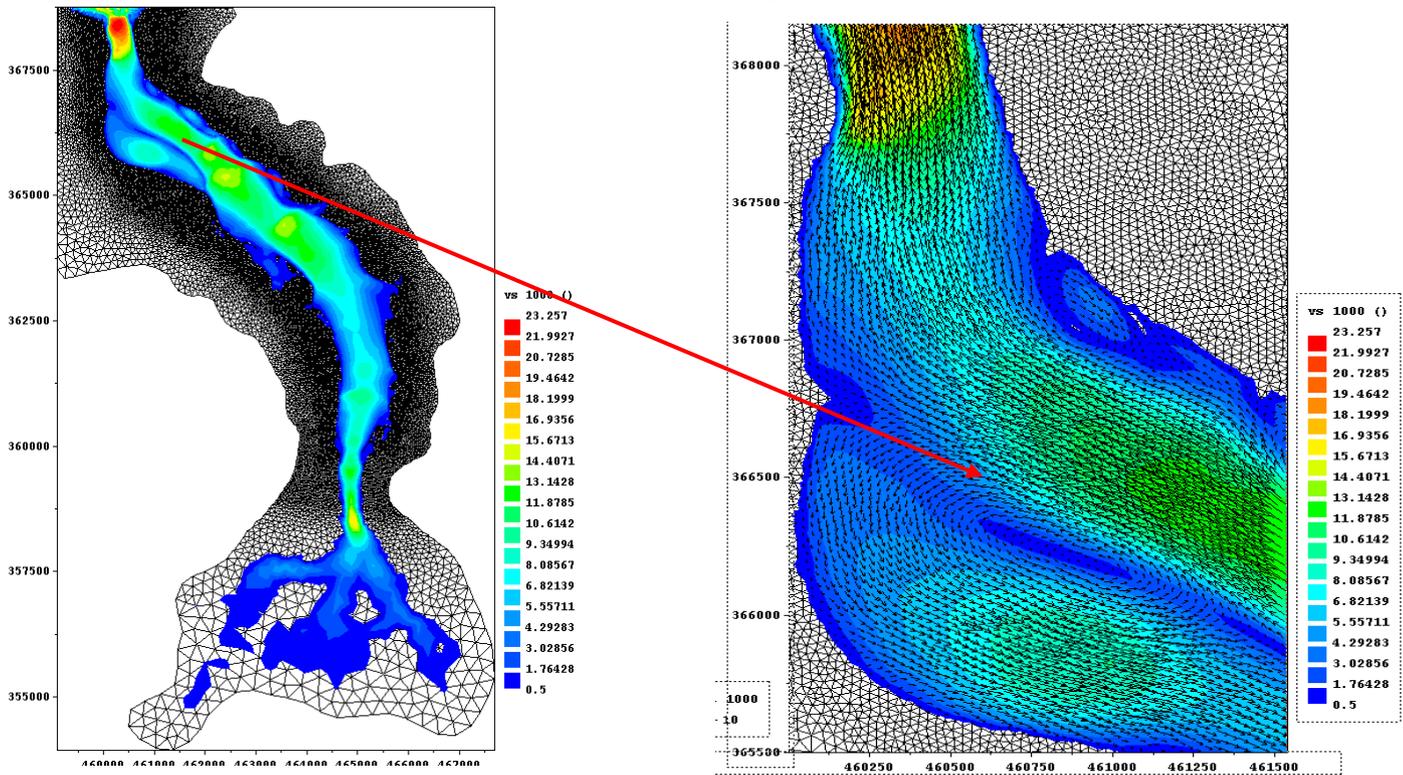


Figure VI.22: Vitesse d'eau(1) à t=1000s

Figure VI.23: Vitesse d'eau(2) à t=1000s ;

D'après l'analyse des résultats, la hauteur maximale enregistrée est de l'ordre de 51 m au droit de l'axe du barrage, les figures (figure VI.7 et figure VI.8) montrent que la plage maximale de la hauteur d'eau dans les 325 premières secondes est focalisée entre le barrage et la ville de **Sidi Amar** ; les vitesses sont aussi grandes allant jusqu'à 26 m/s au droit du barrage.

Dès la rupture, on remarque la naissance d'une recirculation importante au droit du barrage (figure VI.12 et figure VI.13) et elle se développe jusqu'à atteindre la ville de **Sidi Amar**. On aperçoit aussi la naissance des champs tourbillonnaires aux rives et surtout dans la rive droite (figure VI.13 et figure VI.14).

Le long de la vallée, on remarque des réflexions aux rives, qui vont créer des zones tourbillonnaires (figure VI.18, figure VI.19, figure VI.20, figure VI.21, figure VI.22 et figure VI.23) avec agitation importante, cette dissipation partielle fait augmenter la hauteur d'eau à ces endroits (figure VI.9 et figure VI.10) ce qui a causé une succession d'ondes de grande amplitude, qui peut être lié aux rétrécissements d'une section par rapport à la précédente ou aux changements de directions et parfois à l'accroissement de la pente du terrain naturel.

A  $t=650$  secondes, (figures VI.17) on remarque une amplification de l'onde avec une forte réflexion jusqu'à 2km environ ; à  $t=1000$ s, des grands champs tourbillonnaires ont été formés (figure VI.18), cette amplification est due à un accroissement de la pente, un grand changement de direction et un brusque rétrécissement de la vallée.

L'eau atteint **Sidi Amar** en 100 secondes avec des grandes hauteurs variant entre 27m et 34m ce qui indique que cette ville va être immergée. Le village de **Bou Aroua** est atteint en 425 secondes. Les routes départementales sont inondées surtout dans l'exutoire de la vallée où on remarque la submersion totale de la route **RN11**.

### VI.1.4.5.3- Influence du coefficient de frottement sur les paramètres de propagation de l'onde

([Hervouet., 2001] et [SHI., 2006]) ont montré que les valeurs du coefficient de diffusion (viscosité turbulente) avaient très peu d'influence sur la propagation de l'onde et que le coefficient de frottement sur le fond est un paramètre bien plus important. Donc nous allons étudier maintenant l'influence du coefficient de frottement sur les débits, les hauteurs d'eau et le temps d'arrivée de l'onde, pour cela on va prendre trois valeurs de coefficient de frottement :  $k_s=20$ ,  $k_s=30$  et  $k_s=40$ .

#### VI.1.4.5.3.1- Influence du frottement sur le débit

Au droit du barrage (figure A-7) et aux premiers instants après la rupture jusqu'à  $t=60s$ , nous observons que le débit ne varie pas en fonction du coefficient de frottement.

L'analyse des figures (figure A-7, figure A-8, figure A-9, figure A-10, figure A-11 et figure A-12) qui présentent les hydrogrammes à 350m, 1450m, 2975m, 5423m et 8267m respectivement du Barrage montre que le débit augmente avec le coefficient de frottement. On observe dans la plage située entre 100 s et 700 s des fluctuations au niveau de débits avec successions des pics importants, on remarque aussi que cette fluctuation augmente dans les sections distantes de 5423m et 8267m du barrage respectivement, ceci peut être dû au grand réflexion qu'on a enregistré à cet endroit. L'écart maximal de débit en fonction du frottement varie entre  $20000m^3/s$  et  $100000m^3/s$  pour une variation du coefficient de frottement de 20 à 40. La (figure A-13) présente la variation de débit le long de la vallée, on remarque que les débits sont égaux aux premiers 1400m, la plage des écarts maximaux se situe entre 1400m et 6000m, on enregistre un écart maximal à 3000m du barrage de  $160000m^3/s$ , cette importante augmentation de débit est due à l'accroissement de la pente à cet endroit. D'après les résultats présentés le frottement a une influence importante sur le débit sauf pour les premiers pas de temps au droit du barrage où on peut expliquer ça par la dominance des phénomènes d'inertie devant ceux de frottement.

**VI.1.4.5.3.2 Influence du frottement sur les hauteurs d'eau**

Les figures (figure A-14, figure A-15, figure A-16, figure A-17, figure A-18, figure A-19, figure A-20, figure A-21) représentent la variation de la hauteur d'eau à 350m, 700m, 1100m, 1450m, 1800m, 2975m, 5423m et 6570m respectivement du barrage. L'écart maximal observé est engendré entre 4m et 9m le long de la durée de simulation et de la vallée, la valeur maximal de ce dernier est enregistrée à  $t=1000s$  et à une distance de 6570m du barrage. Dans les premiers instants (100s) de rupture le frottement n'influe presque pas sur les hauteurs d'eau, apparition des fluctuations importantes de la hauteur d'eau à la distance 1450 m du barrage cela est due à la bathymétrie à cet endroit là où on remarque une succession des changements de directions.

La (figure A-23) représente la variation de la hauteur d'eau maximale le long de la vallée, on observe dans les premiers 900 m les hauteurs sont confondues, puis de 1000m à 2000m on a une fluctuation où l'écart atteint 4m, puis commence à se stabiliser à 2m.

Le Tableau VI.4 présente les hauteurs maximales en fonction des différents coefficients de frottement :

**Tableau VI.4 : Influence de frottement sur les hauteurs maximales**

Sections	$H_{\max}$ ( $k_s=20$ )	$H_{\max}$ ( $k_s=30$ )	$H_{\max}$ ( $k_s=40$ )
section 1	50,60	50,10	49,90
section 2	22,20	22,10	26,50
section 3	28,70	35,60	35,30
section 4	25,10	23,10	23,80
section 5	27,20	26,00	27,60
section 6	24,50	26,20	28,20
section 7	24,80	27,40	28,60
section 8	17,90	20,50	22,60
section 9	20,80	21,50	23,70

Les résultats dans le Tableau VI.7 montrent que l'écart varie de 1 à 4 m, le long de la vallée à l'aval du barrage excepté pour la section 3. Dans cette dernière, on constate que pour des valeurs de coefficients de Strickler :  $k_s=20$  et 30, l'écart est de l'ordre de 20%. Ceci s'explique que le frottement agit faiblement sur les hauteurs maximales atteinte par l'onde de rupture, même constat a été fait par ([Hervouet., 2001] et [SHI., 2006]) dans la simulation de l'onde de rupture du barrage de Malpasset par le code TELEMAR,

**VI.1.4.5.3.3- Influence du frottement sur le temps d'arrivée****Tableau VI.5 :** Influence du frottement sur le temps d'arrivée de l'onde.

$k_s$ (m <sup>1/2</sup> /s)	20	30	40	écart $k_s(20-30)$ (%)	écart $k_s(30-40)$ (%)	écart $k_s(20-40)$ (%)
Sections	temps d'arrivé (s)	temps d'arrivé (s)	temps d'arrivé (s)			
Section 2	65,00	62,50	62,50	03,84	00,00	03,84
Section 2-4	27,50	25,00	17,50	09,09	30,00	36,36
Section 4-6	187,50	162,5	157,50	13,33	03,07	16,00
Section 6-7	137,50	125	122,50	09,09	02,00	10,90
Section 7-8	12,50	12,5	10,00	00,00	20,00	20,00

L'examen du temps d'arrivée de l'onde de crue à travers les différentes sections a permis d'observer des variations dans le temps de transit (passage) varie de 9% à 36% du entre la section 2 et la section 4 et de 0% à 20% entre la section 7 et 8. Par contre au niveau de la section 2 nous avons une variation négligeable sur le temps d'arrivée. A la lumière de ce constat, on peut conclure que le frottement au niveau du fond et des berges du lit a une influence importante sur l'évolution de la crue et du temps d'arrivée ([Hervouet,, 2001] et [SHI,, 2006]).

**CONCLUSION**

L'étude en mode bidimensionnel l'onde de rupture de barrage dans le cas d'une rupture instantanée a montré que l'évolution spatiale de l'onde de crue qui s'étend sur plusieurs dizaines de kilomètres à l'aval du barrage.

Le code TELEMAR nous a permis d'étudier l'évolution spatio-temporelle de l'onde de crue de rupture de barrage tenant compte des effets de réflexion et de turbulence de l'écoulement. Dans ce contexte, il a été enregistré lors de l'écoulement de l'onde de crue la formation de plusieurs pics de hauteur d'eau qui se traduit par l'accroissement de débit en raison du changement de section associé aux effets de réflexion.

Le code TELEMAR présente un atout indéniable grâce à son algorithme GMRES de résolution des équations d'hydrodynamiques basé sur le minimum des résidus et à la stabilité de calcul basé sur le maillage MATISSE. Les résultats du code TELEMAR (2D) présente une approche de calcul plus précise comparativement au calcul simplifié obtenu par le code de

calcul unidimensionnel CASTOR qui permet d'établir uniquement de manière générale les zones vulnérables à l'aval d'un barrage ce qui permet l'établissement du plan particulier d'intervention (PPI), un outil d'aide de décision et à la gestion des risques à l'aval du barrage.

Néanmoins, cette approche obtenue par une modélisation numérique en mode (1D) et de (2D) mérite d'être validée au laboratoire par une étude expérimentale sur un modèle réduit, sur la base de la réalisation d'une bathymétrie précise du site. Dans ce cas il s'agit d'examiner l'onde de rupture du barrage tenant compte de l'état du sol : humide ou sec. En effet, dans le cas d'un fond sec, la rupture du barrage sera associée à une érosion importante au passage de l'onde de crue ce qui peut entraîner une formation de rouleaux torrentiel. Dans ce type de situation, il est souhaitable d'examiner le phénomène de rupture de barrage sur un fond mobile à partir d'un levé précis caractérisant fidèlement la morphodynamique du site d'étude.

## Conclusion générale

---

### CONCLUSION GENERALE

La présente étude nous a permis l'établissement d'un algorithme de calcul simplifié en mode unidimensionnel et l'application de deux codes de calcul à savoir :

- un code de calcul basé sur les équations de Saint-Venant monodimensionnelles à l'aide du logiciel CASTOR.
- un code de calcul en mode bidimensionnel en (2D) qui résout les équations d'hydrodynamique en régime transitoire à partir d'un maillage non structuré via la méthode par éléments fins.

L'application des codes de calcul sur l'onde de rupture du barrage de Boukerdane a permis de comparer les résultats obtenus par les deux modèles. Le calcul à l'aide du TELEMAC offre plus de possibilité d'étude de l'évolution spatio-temporelle de l'onde de crue en fonction des paramètres hydrodynamiques de l'écoulement, notamment les effets de frottement. Dans ce contexte, nous avons pu déterminer, pour le cas de rupture instantanée totale les différentes hauteurs et vitesses à l'aide d'un maillage effectué sur un domaine d'étude choisi de taille 80000m X 13000m sur une distance de 14 kilomètres.

Les résultats de calculs ont permis de constater que le mode unidimensionnel s'écartent sur le calcul en mode bidimensionnel pour l'ensemble des paramètres hydrauliques. Les écarts de résultats sont dus à la discrétisation du domaine et la représentation de la bathymétrie de la vallée en mode 2D de façon plus complète, ce qui entraîne l'implication de phénomènes hydrodynamiques supplémentaires par rapport au mode unidimensionnel.

Les résultats numériques obtenus par le TELEMAC 2D ont montré que le coefficient de frottement a une influence sur le temps de transit de la crue à travers les différentes sections de la vallée ainsi que sur les débits et les hauteurs d'eau. Par contre, les effets de frottement n'affectent pratiquement guère les niveaux d'eau maximum.

On peut conclure que les résultats obtenus à partir de notre modèle bidimensionnel ne sont que qualitatifs et qui peuvent nous permettre l'établissement d'un plan d'alerte prévisionnel, il s'agit d'un plan particulier d'intervention (PPI) pour l'éventualité de rupture de barrage, instantanée qui peut se produire en cas de catastrophe naturelle (séisme). Une situation qui peut être dramatique pour les agglomérations situées à l'aval du barrage de Boukerdane.

## Conclusion générale

---

Néanmoins ces approches obtenues par les codes de calculs numériques en (1D) et de (2D) méritent d'être validée au laboratoire par une étude sur un modèle réduit, sur la base de la réalisation d'une bathymétrie précise du site à partir d'un levé précis caractérisant fidèlement la morphodynamique du site d'étude. Cette simulation de l'onde de rupture de Boukerdane montre que le calcul bidimensionnel d'ondes de rupture ou la propagation des crues sur des domaines de plusieurs dizaines de kilomètres, actuellement, est faisable grâce à des systèmes de modélisation plus puissants dans le domaine de la mécanique des fluides.

A l'état actuel, la modélisation des ruptures des barrages et la détermination des zones vulnérables aux inondations, fait l'objet de travaux de recherche en raison des perturbations dues aux crues catastrophiques causées par les changements climatiques, les catastrophes naturelles enregistrées ces dernières décennies

Les perspectives de travail de recherches restent posées et ouvrent les voies sur la détermination d'un modèle hydro-sédimentaire et la prise en compte des paramètres et moins d'hypothèses simplificatrices et la recherche de techniques de maillages structurés ou non structurés performantes permettant d'atteindre un degré de convergence et de stabilité des modèles. De plus il est indispensable de caler les résultats obtenus par ces modèles aux résultats expérimentaux obtenus au laboratoire.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abdul A. K., 2000.** *Modeling flow over an initially dry bed. Journal of hydraulic research*, vol. 38, N<sup>o</sup>. 5, pp 383-388
- Alfio Q., Riccardo S., Fausto S., 2002.** *Numerical Mathematics*. Springer.669pages.pp. 115-120
- Alpaos L., Defina A., 1994.** *2D Finite element modeling of flooding due to river bank collapse. Modelling of Flood Propagation over Initially Dry Areas*. Specialty Conference. ASCE-ENEL. Milan, pp. 60-71
- Ambrosi D., Saleri F., 1994.** *A 2D numerical simulation of the river delta flow. Modelling of Flood Propagation over Initially Dry Areas*. Speciality Conference. ASCE-ENEL. Milan, pp 18-29
- Ancey C., 2005.** *L'hydrodynamique et ses applications à l'hydraulique à surface libre ou en charge*. Laboratoire hydraulique environnementale (LHE) .Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Ecublens, CH-1015 Lausanne.115pages
- Annie M.L, 2000** .Application de la méthode des éléments finis aux équations de Saint – Venant.; Mémoire des études supérieures de l'Université Laval, 101pages
- Aureli F., Mignosa P., Tomirotti M., 2000.** *Numerical simulation and experimental verification of dam-break flows with shocks. Journal of Hydraulic Research*, vol.38, pp.197–206.
- Bonelli S., Royet P., 2004.** *Delayed response analysis of dam monitoring data*. ICLOD European Symposium, Beranger, Norway, pp 93-98
- Burnett D.S., 1987.** *Finite element rivers Analysis*. Addison Wesley Publishing Company. Don Mills, Canada, 440 pages.
- Carlier M., 1980.** *Hydraulique Générale est Appliquée*, collection de la direction des études et recherche d'électricité. 555pages.
- 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)*. Journal de la Houille Blanche, N<sup>o</sup>. 3, pp. 76-86
- Coffignal G., 2002.** *Mécanique non-linéaire et éléments finis*. Maisons-Alfort.131 pages.
- Collectif., 1998.** *Support pédagogique sur l'inspection visuelle et l'utilisation des instruments d'auscultation*. EDF-Cemagref. 47pages
- Collectif., 2000** .*TELEMAC MODELLING SYSTEM (2D hydrodynamics-validation document)*.EDF.120pages

## Bibliographie

---

- Collectif, 2002.** Manuel de l'utilisateur, logiciel TELEMAT-2D. 124pages
- Degoutte G., 1993.** Auscultation des barrages ; Sécurité des barrages en service. Cemagref; pp.119-135
- Degoutte G., 1993.** Principe généraux pour l'évaluation des risques en cas de rupture ; Sécurité des barrages en service. Session de formation continue Montpellier. Cemagref Editions, pp. 49-51
- Degoutte G., 2001.**Hydraulique et Dynamique fluviale. ENGREF.220pages,
- Demailly J.P., 2006.** Analyse Numérique et Equations Différentielles. EDP Sciences.345pages.
- Dhatt G., Touzot G., 1984.**une présentation de la méthode des éléments finis. Maloine S.A. Éditeur .543 pages.
- Dibiagio E., 2000.** *Monitoring of dams and their foundations.* (Auscultation des barrages et de leurs fondations, XXe congrès CIGB, Rapport général question 78, Beijing, vol.3, pp 1459-1545
- Fauchard C., Mériaux P., 2004.**Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues. Guide pour la mise en œuvre et l'interprétation ; Cemagref Editions ; pp19-23
- Fennema R.J., Chaudhry M.H., 1987.***Simulation of one-dimensional dam-break flows.* Journal of Hydraulic Research, vol.25, pp. 41-51.
- Ferrick M.G.,1985.***Analysis of river wave types.*Water Resources.Res, vol.21, pp. 209-212.
- Ghanem A.H., 1995.** *Two-Dimensional Finite Element Modeling of Flow in Aquatic Habitats.* Ph.D. thesis, University of Alberta, Alberta, Canada.233pages
- Goutx D., Ladreyt S., .2000.**Guide méthodologique de modélisation filaire des écoulements à surface libre LIDO 2.0, CETMEF, Bonneuil, France .53pages
- Graf W.H., Altinakar M.S., 1996.**Hydraulique Fluviale Ecoulement Non Permanent et Phénomènes de Transport. Presse polytechniques et universitaires romandes. 378pages.
- Haider S., 2001.** Contribution à la modélisation d'une inondation en zone urbanisée. Approche bidimensionnelle par les équations de Saint Venant. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon, 173 pages.
- Hazzab A., Atalla M., Hafiane M., 2005.** Étude comparative des schémas d'éléments finis appliqués aux écoulements unidimensionnels à surface libre .Larhyss Journal, n° 04, pp.91-105
- Henderson F.M., 1996.***Open Channel Flow.*Macmillan, New York, 522 pages

## Bibliographie

---

- Hervouet J.M., Petitjean A., 1999.***Malpasset dam-break revisited with two dimensional computations.* Journal of Hydraulic Research, vol.37, N<sup>o</sup>.6, pp 777-788
- Hervouet J-M., 2000.***The TELEMAC modelling System.* Wiley interscience, HYPERE3 14 (13), pp. 2207-2364.
- Hervouet J-M., 2001.**Hydrodynamique des écoulements à surface libre, modélisation numérique avec la méthode des éléments finis. Habilitation à diriger des recherches.216 pages
- Hervouet J-M., 2003.**Hydrodynamique des écoulements à surface libre. Modélisation numérique avec la méthode des éléments finis. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 311pages, pp. 17-100.
- Hervouet J-M., 2007.***Hydrodynamics of Free Surface Flows. Modeling with finite element method.* John Wiley & Sons Ltd.366 pages, pp. 23-57
- Hicks F.E., Steffler P.M., 1992.** *Characteristic Dissipative Galerkin Scheme for Open-Channel Flow.* Journal of Hydraulic. Engineering. vol.118, N<sup>o</sup>. 2, pp. 337-351
- Hicks F., Steffler P., 1990.***Finite element modeling of open channel flow,* Tech. Rep. 90-6, Univ. Of Alberta, Alberta, Canada.383pages.
- Haiwu H., 2005.**Analyses avancées de la méthode hybride Gmres/ls-arnoldi asynchrone parallèle et distribuée pour les grilles de calcul et les supercalculateurs. Thèse de doctorat.152pages
- Idelsohn S. R., Oñate E., Del Pin F., 2004.***The particle finite element method: a powerful tool to solve incompressible flows with free-surfaces and breaking waves.* Int. J. Numer. Meth. Engng; vol.61, pp. 964–989
- Julien M., 1997.** Modélisation numérique des ondes secondaires de favre. Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise es sciences appliquées, 127pages.
- Lahlou M., 1994.**modélisation des canaux hydrauliques et application au réglage de niveau. Thèse Présentée pour l'obtention du grade de docteur ès sciences techniques Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.237pages.
- Liang Q., Borthwick A. G. L., Stelling G., 2004.** *Simulation of dam- and dyke-break hydrodynamics on dynamically adaptive quadtree grids.* International Journal for Numerical Methods in Fluids, vol. 46, N<sup>o</sup>.2, pp. 127-162
- Lino M., 2000.** Les réseaux de neurones en auscultation des barrages-Artificial, *neural network in dam monitoring,* XXe Congrès CIGB,Q 78,Beijing, vol.5 , pp. 1459-1545

## Bibliographie

---

- Mahmood., Yevjevich K., 1975.***Unsteady Flow and Open Channels*. Water Resources Publications. FortCollins, Colorad, pp. 377 – 393
- Mujumdar PP., 2001.***Flood Wave Propagation (the Saint-Venant Equations)*.Resonance,pp 66-73
- Marche C., 2003,** Barrages crues de rupture et protection civile ; Presses internationales Polytechnique ,388pages
- Mallet Ch., J.Paquant., 1951.** Les barrages en terre ; Editions EYROLLES .380 pages
- Mériaux P., Royet P., Folton C., 2001.** Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations. Guide pratique à l’usage des propriétaires et des gestionnaires. Cemagref, pp. 49-63
- Ministère de l’Agriculture, 1977 -** Technique des Barrages en Aménagement Rural, Paris, 326 pages.
- Moussa R., Bocquillon C., 2000.***Approximation zones of the Saint-Venant equations for flood routing with overbank flow*. Hydrology and Earth System Sciences, vol.4, pp. 251-261
- Morris M.W., 2000.** *CADAM – A European Concerted Action Project on Dam break*. Proceedings of the biennial conference of the British Dam Society, Bath.
- Musandji F., Najib B., Marche C., 2007.** *Modeling of dam break wave propagation in a partially ice-covered channel*. Advances in Water Resources, vol. 30, N° 12, pp. 2499-2510
- Paquier A., 1993.** Présentation des méthodes de calcul de l’onde de rupture ; Sécurité des barrages en service. Session de formation continue Montpellier; pp53-57
- Paquier A. 1995.** Modélisation et simulation de la propagation de l’onde de rupture de barrage. Thèse de doctorat, Université Jean Monnet de Saint-Etienne, 215 pages.
- Paquier A., 2002.** Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint-Venant. Document de synthèse en vue de l’obtention d’une habilitation à diriger des recherches ; université de Claud Bernard Lyon 1, 44pages
- Paquier A., 2003.** Ecoulements de surface lors des fortes inondations en ville (*Surface flows during high floods in towns*). Cemagref, U.R. Hydrologie-Hydraulique, la houille Blanche/n° 6, pp. 89-93
- Patrick D., 2003.** Les barrages conception et maintenance ; Presse Anniversaires de Lyon ; pp. 231, 232-242
- Pougatsch H., 2003.** Sécurité structurale ; Introduction des directives pour la sécurité des ouvrages d’accumulation.22pages

## Bibliographie

---

- Poupart M., Royet P., 2001.** La surveillance des barrages. Colloque Technique CFGB, Aix-en-Provence. 47 pages.
- Recommandations AFPS., 1990** .Tome 1, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 186 pages.
- Rémy T., 1993,** Automatisation des mesures d'auscultation. Sécurité des barrages en service. Cemagref, pp. 137-143
- Roux H., 2004.** Estimation de paramètres en hydraulique fluviale, à partir de données caractéristiques de l'imagerie aérienne .Thèse Présentée pour obtenir le titre de Docteur de l'Institut National Polytechnique de Toulouse. 304 pages.
- Royet P., 1994.** Guide pour la surveillance et l'entretien des petits barrages. Cemagref, Ministère de l'environnement, 87 pages.
- Saad. Y ., Schultz M., 1986.** GMRES: *A generalized minimal residual algorithm for solving non symmetric linear systems*, SIAM J. Sci. STAT. COMPUT, vol.7, N°.3, pp. 856-868
- Sakkas JG., Strelko T., 1973.** *Dam-break flood in a prismatic dry channel*. Journal of Hydraulic Vol.99, N°.12, pp. 2195-2216
- Smith I.M., Griffiths D.V., 1988.** *Programming the finite element method*. John Wiley & Sons Ltd. 445 pages.
- Spiteri P., 2009.** Présentation générale de la méthode des éléments finis. Collection Techniques de l'Ingénieur, traité Sciences fondamentales. AF 505.
- Spiteri P., 2009.** Approche variationnelle pour la méthode des éléments finis .Collection Techniques de l'Ingénieur, traité Sciences fondamentales. AF 503.
- Spiteri P., 2009.** Introduction à la méthode des éléments finis .Collection Techniques de l'Ingénieur, traité Sciences fondamentales. AF 504.
- Souza R., chagas P., 2005.** *Solution of St Venant's Equation to study flood in Rivers, through Numerical methods*. Hydrology Days. Departement of Environmental and hydraulic Engineering, Federal University of Ceara, pp. 205-210
- Szymkiewicz R., 1991.** *Finite element method for the solution of the Saint-Venant equations in open channel network*. Hydrological Sciences-Journal, vol. 122, N°.1-4, pp. 275-287
- Stefano M., Enrico L., Daniele W., 2008.** *1D modeling of dam-break surges with floating debris* .journal of biosystems engineering vol. 100, N°.2, pp. 297-308
- Tawatchai T., Winyu R., 1999.** *2-D Modelling of Dam break Wave Propagation on Initially Dry Bed*. J. Sc.Tech.vol.4, N°.3, pp. 28-37

## Bibliographie

---

- Tawatchai T., Chaoyuth C., 2001.** *Numerical modeling of dam failure due to flow overtopping.* Hydrological Sciences-Journal, vol. 46, N<sup>o</sup>.1, pp. 113-130
- Tony A.A., 2002.** *A review on dams and breach parameters estimation.* Virginia Polytechnic Institute and State University Blacksburg, VA; Jr. Department of Civil and Environmental Engineering; pp 61-72
- Tony L.W., 2004.** *Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters.* Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 130, N<sup>o</sup>. 5, pp 389–397
- Vlerio C., Alessandro V., Andrea Z., 2003.** *Finite volume method for simulating extreme flood events in channels.* Journal of Hydraulic Research Vol., 41, N<sup>o</sup>.2, pp.167-177
- Valiani A., Caleffi V., Zanni A., 2002.** *Malapsset Dam Break Simulation using a two dimensional finite volume method.* ASCE Journal of Hydraulic Engineering, vol.128, N<sup>o</sup>.5, pp. 460-472
- Won Y. Y., Wenwu C., Tae S.C., John M., 2005.** *Applied Numerical methods using matlab.*weily-interscience. 502pages, pp. 104-168
- Yang F., Zhang X., Tan G., 2006.** *One- and two-dimensional coupled hydrodynamics model for dam break FLOW.*Journal of hydrodynamics. Ser.B,vol.19,pp.769-775
- Youcef S., Martin H.S.1986.** *GMRES: A GENERALIZED MINIMAL RESIDUAL ALGORITHM FOR SOLVING NONSYMMETRIC LINEAR SYSTEMS.* SIAM J. Sci. STAT. COMPUT. Vo. 7, No. 3, pp 856-869
- Zoppou C., Roberts S., 1999.** *Numerical solution of the two-dimensional unsteady dam break.* Applied Mathematical Modelling 24 (2000), pp. 457-475
- Quecedo M et al., 2004.** *Comparison of two mathematical models for solving the dam break problem using the FEM method.* Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 194, pp. 3984–4005

ANNEXES

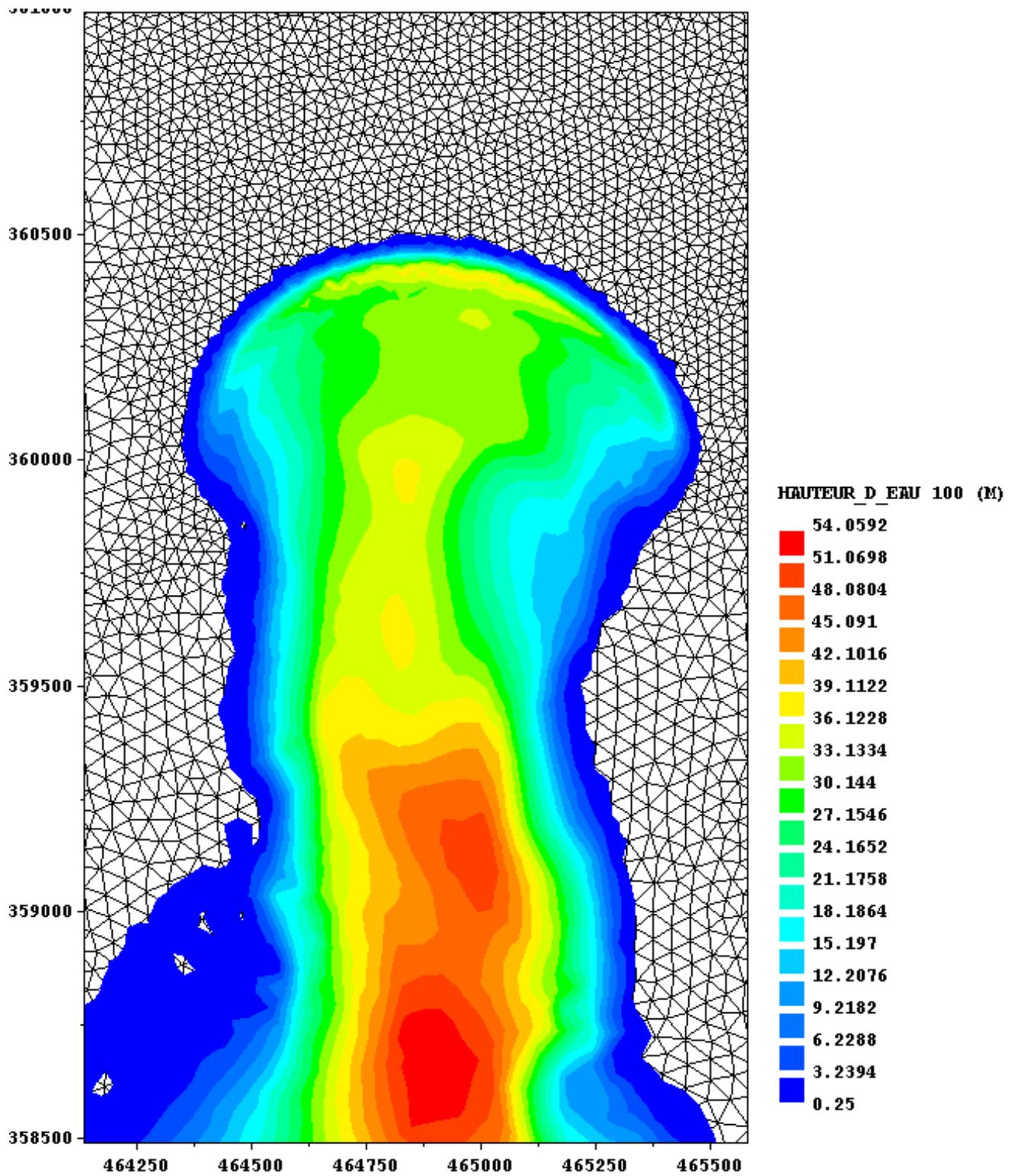


Figure A-1: Front d'onde à t=100s

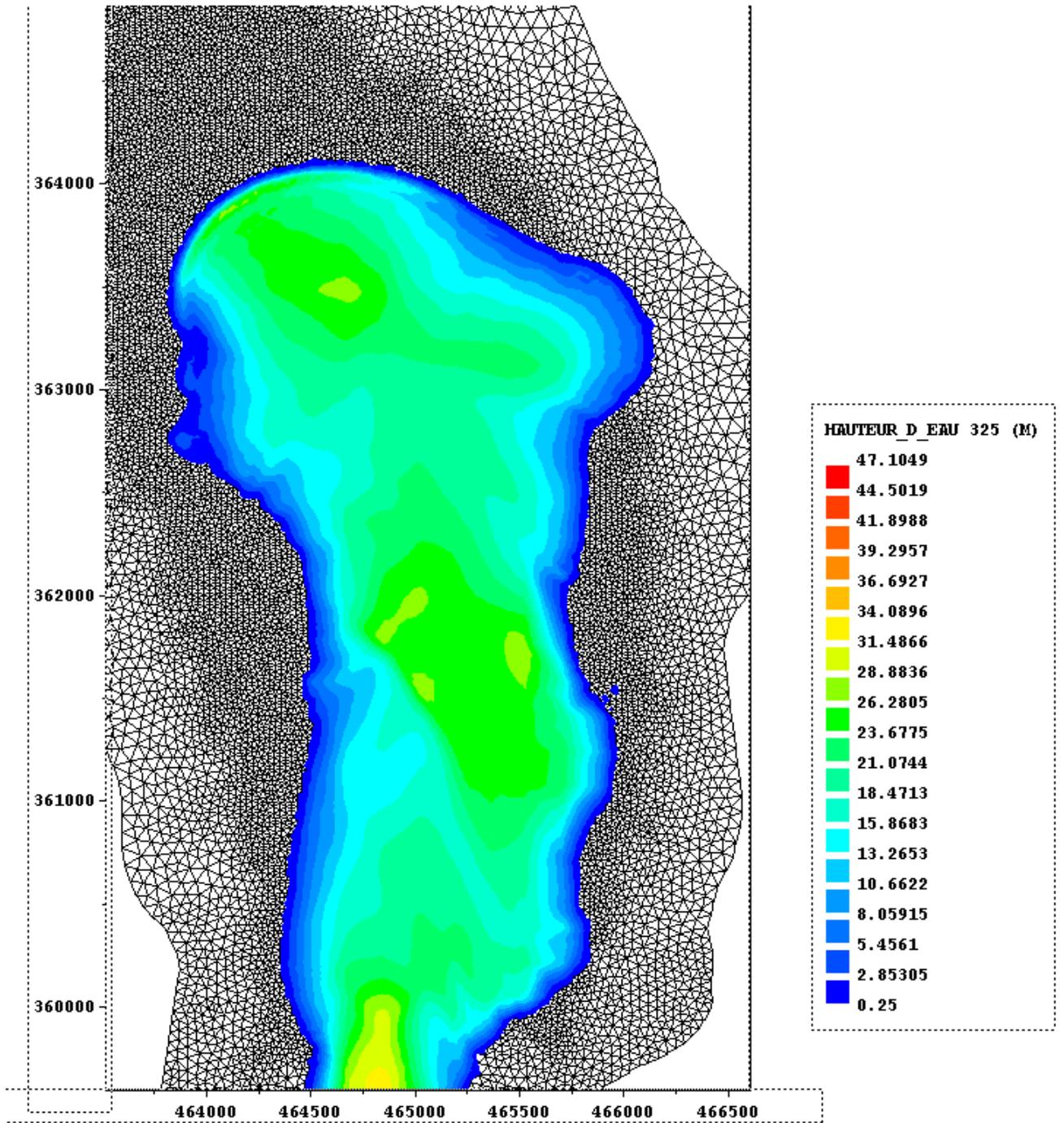


Figure A-2: Front d'onde à t=325s

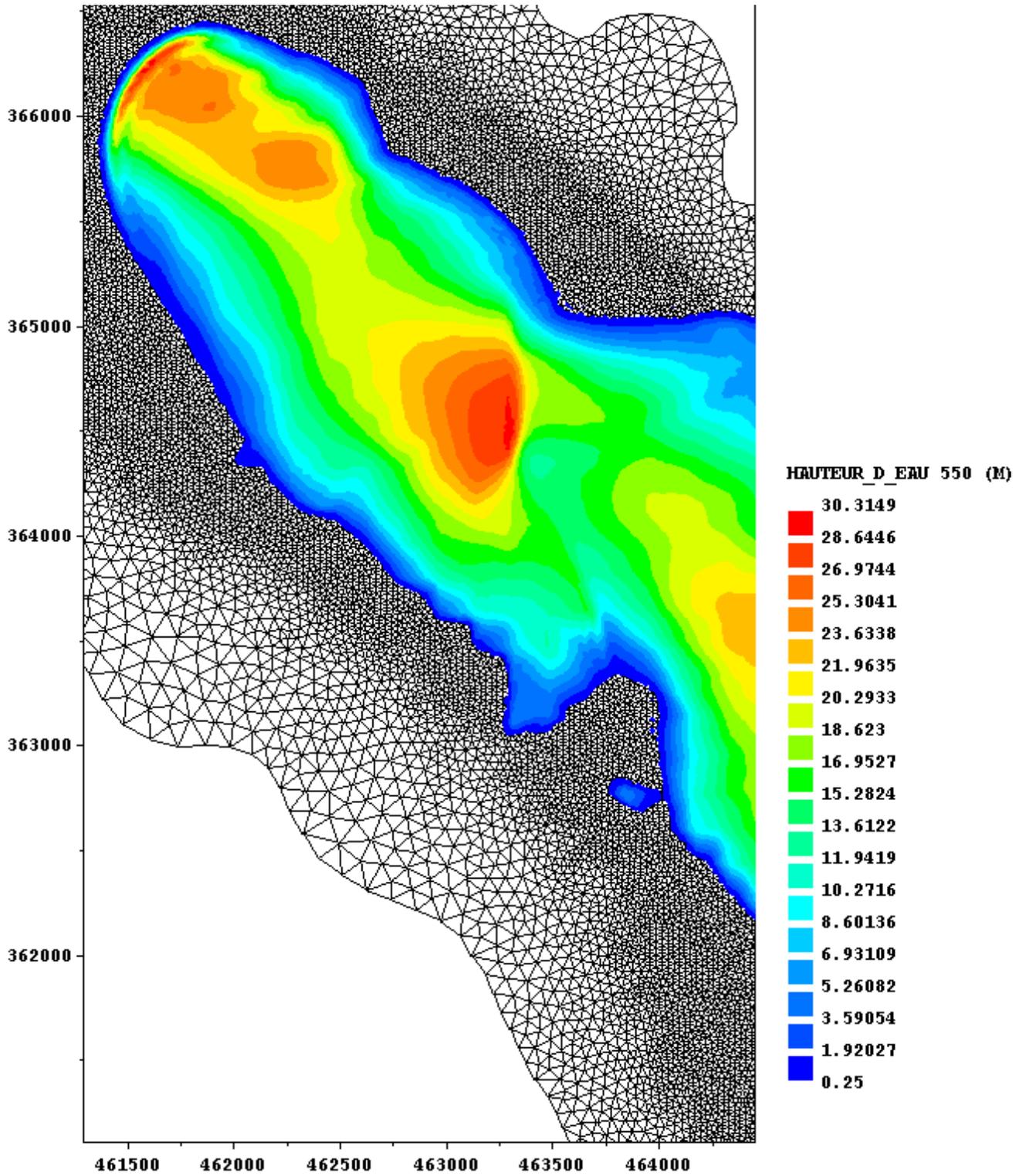


Figure A-3: Front d'onde à t=550s

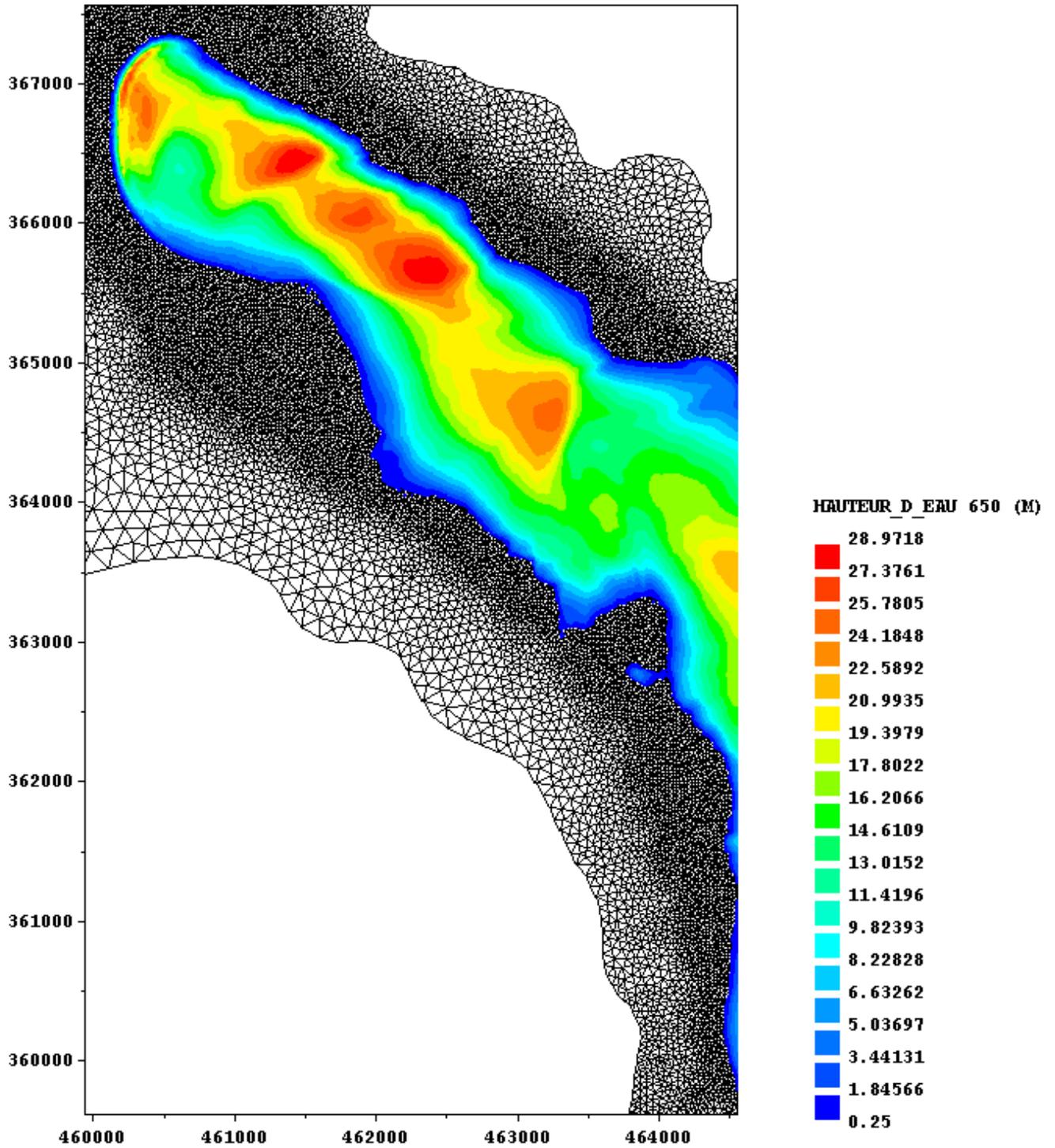


Figure A-4: Front d'onde à t=650s

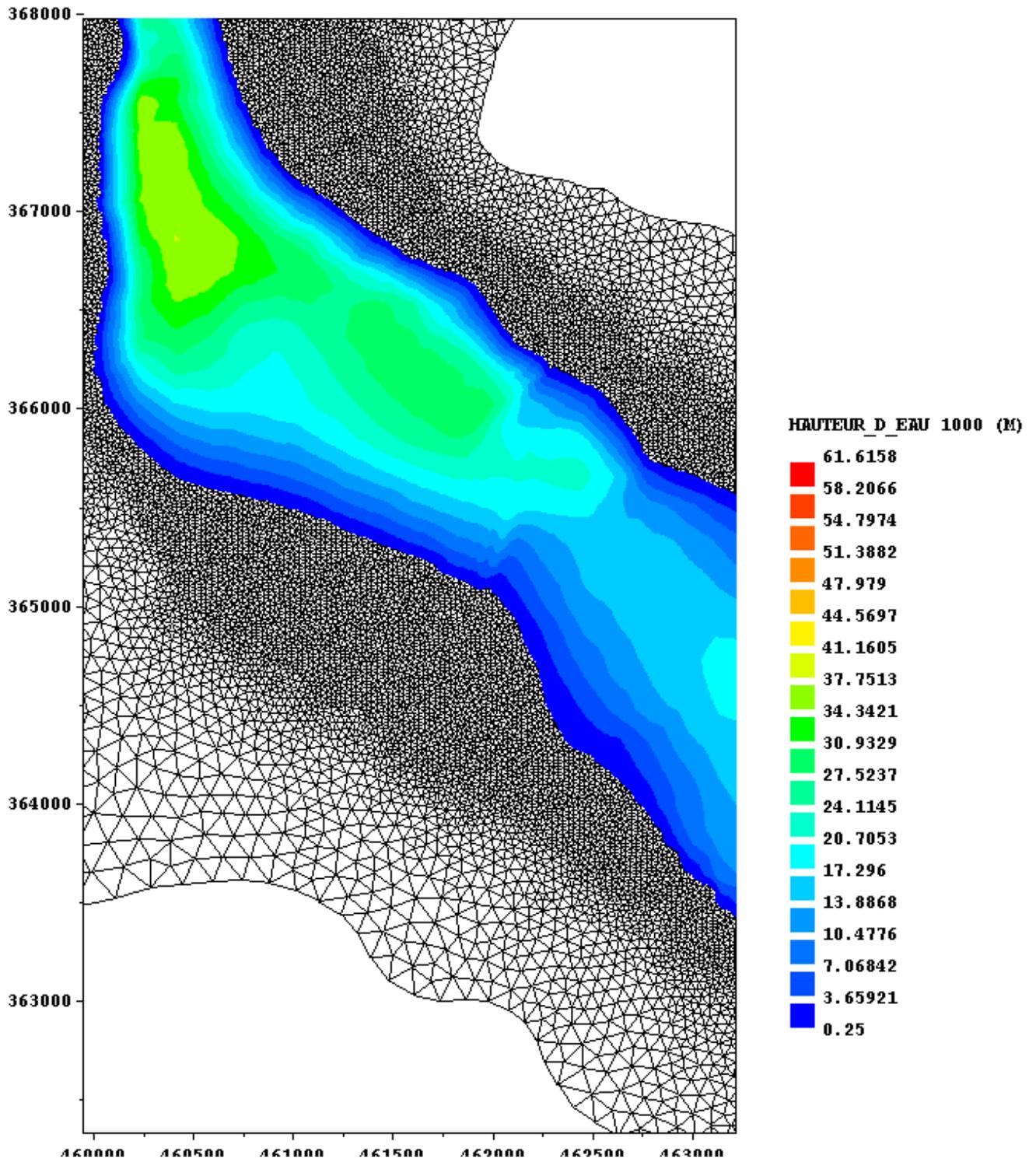


Figure A-5: Front d'onde à  $t=1000s$

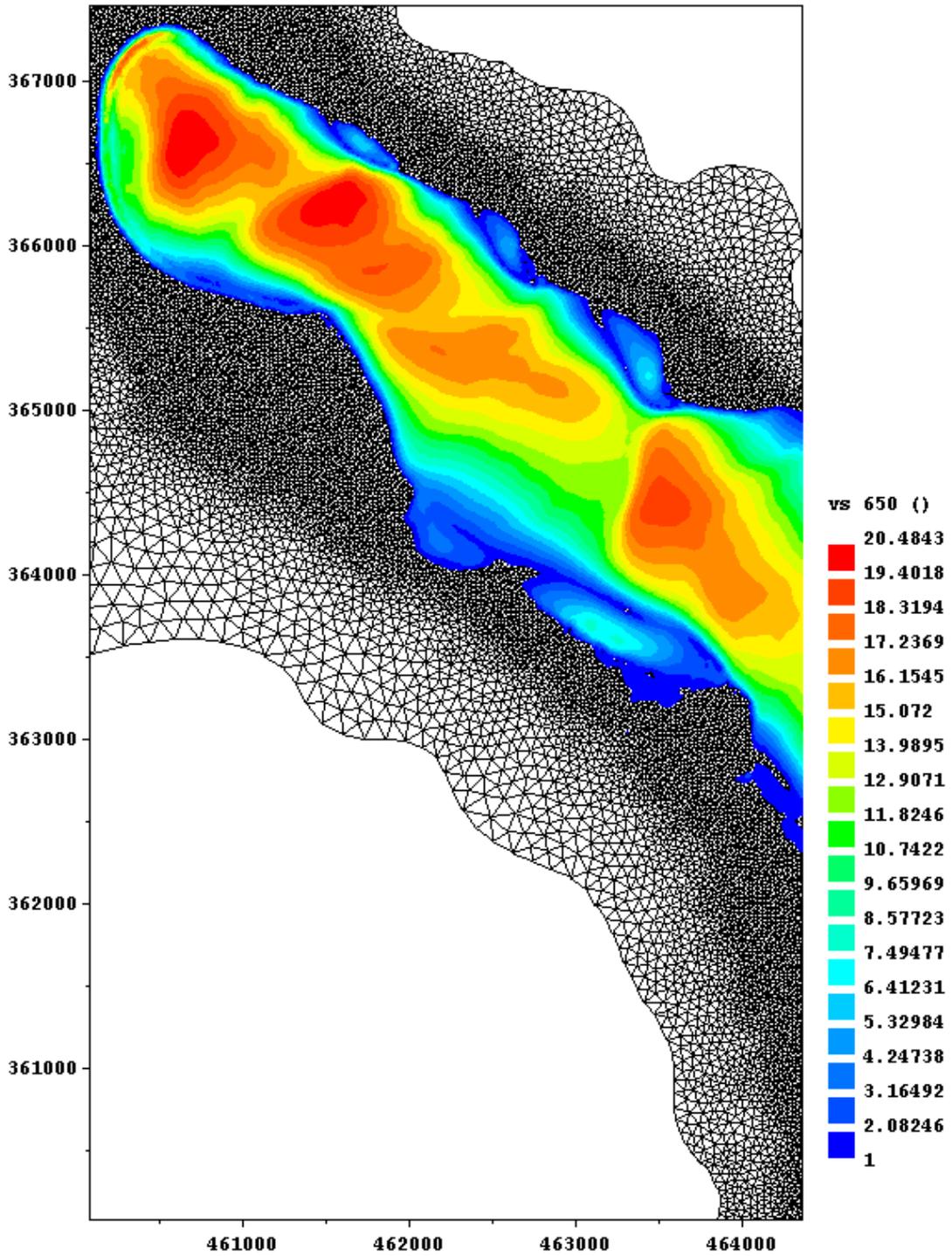


Figure A-6: Vitesses d'eau à  $t=650$ s (m/s)

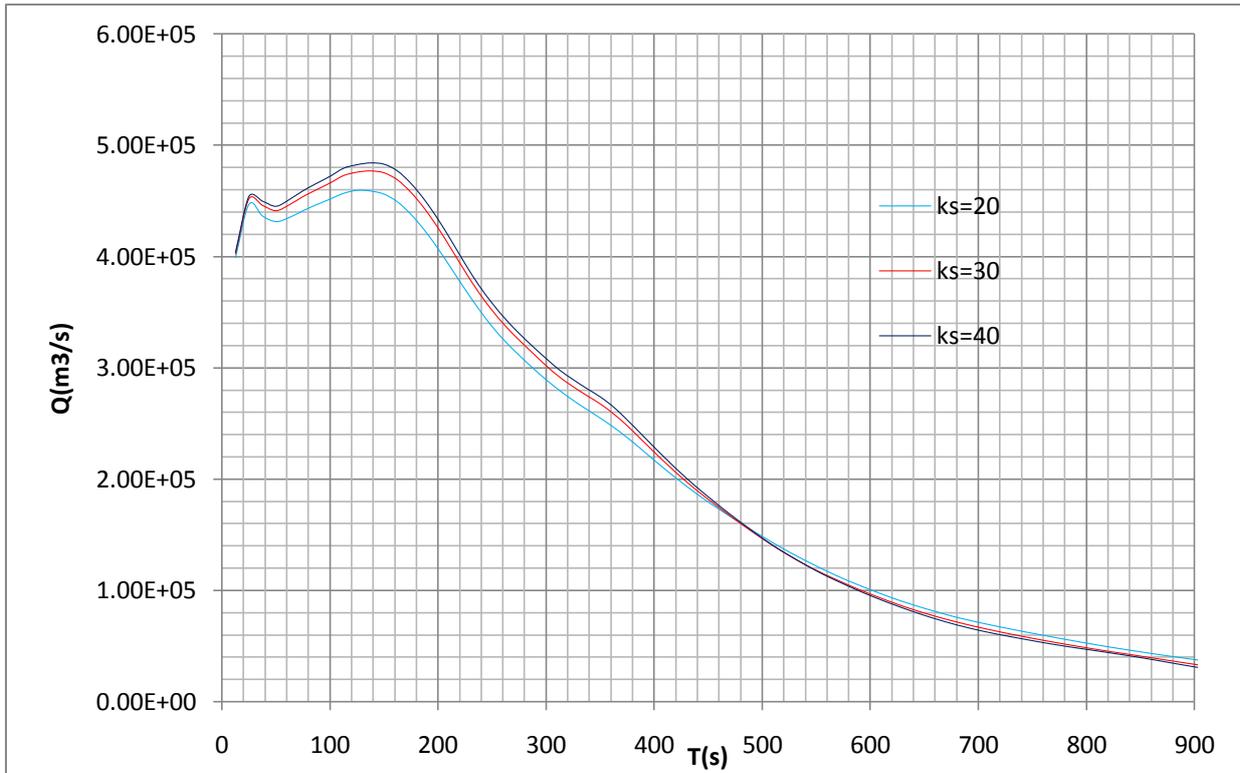


Figure A-7: Hydrogramme de rupture (au droit du barrage)

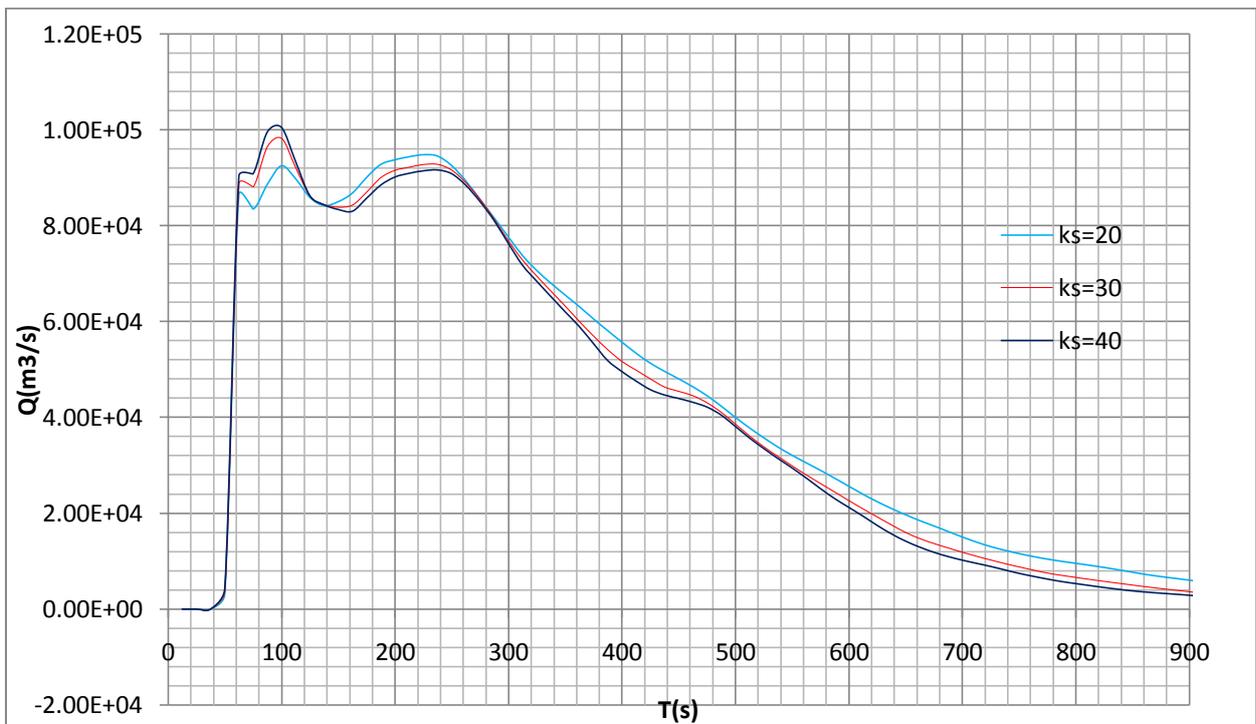
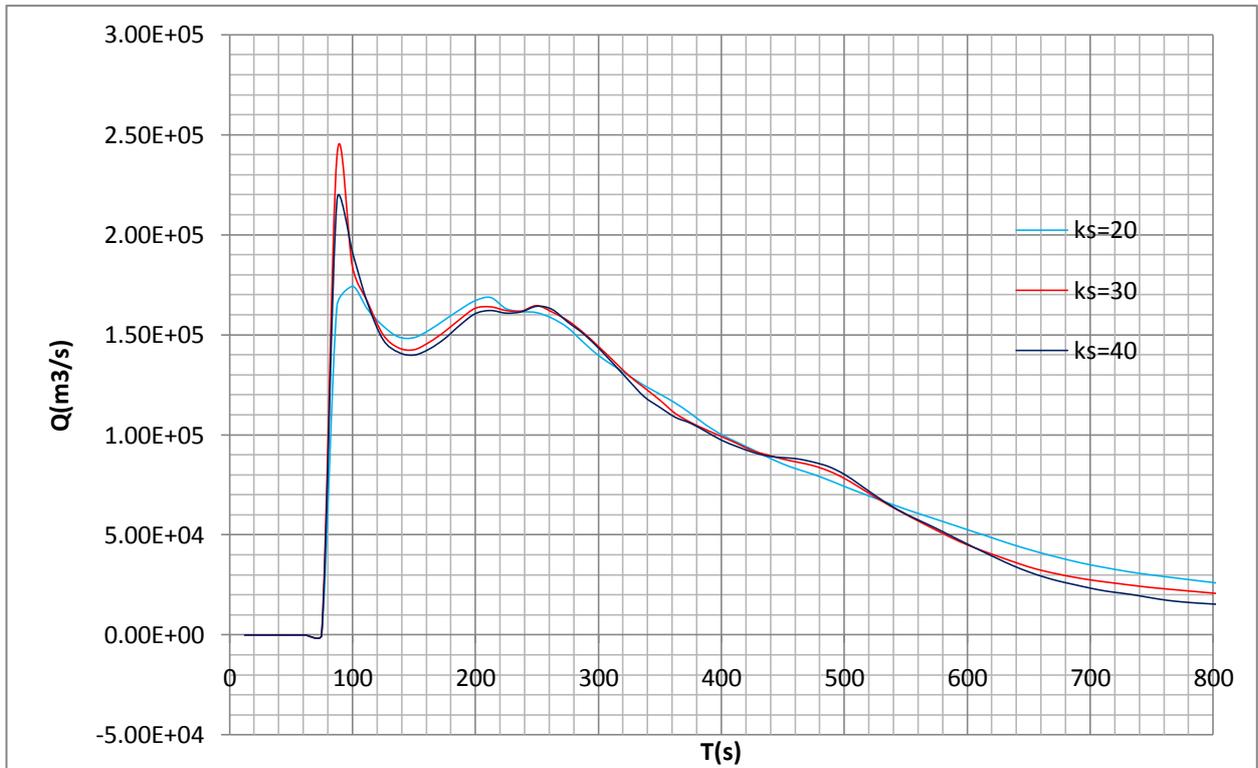
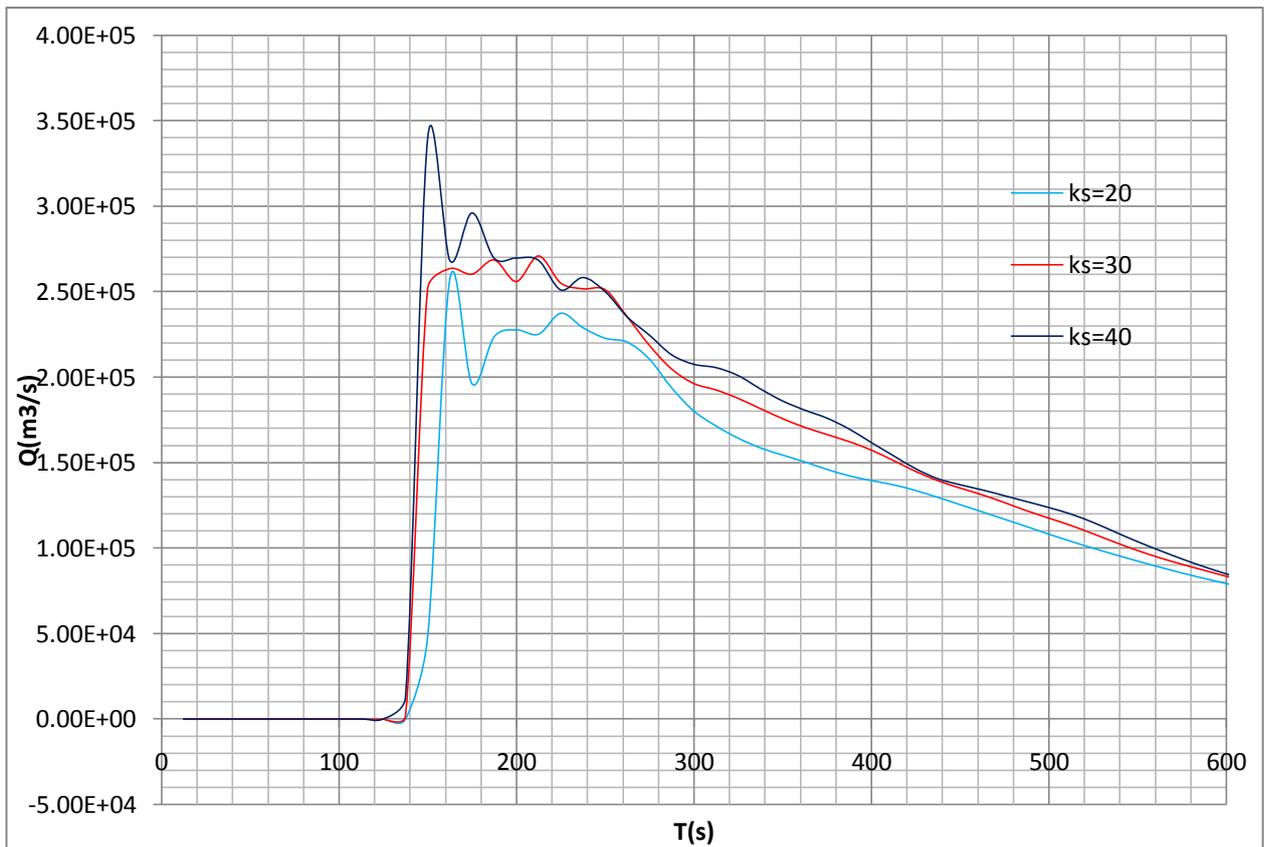


Figure A-8: Hydrogrammes (à 350m du barrage)

# Annexes

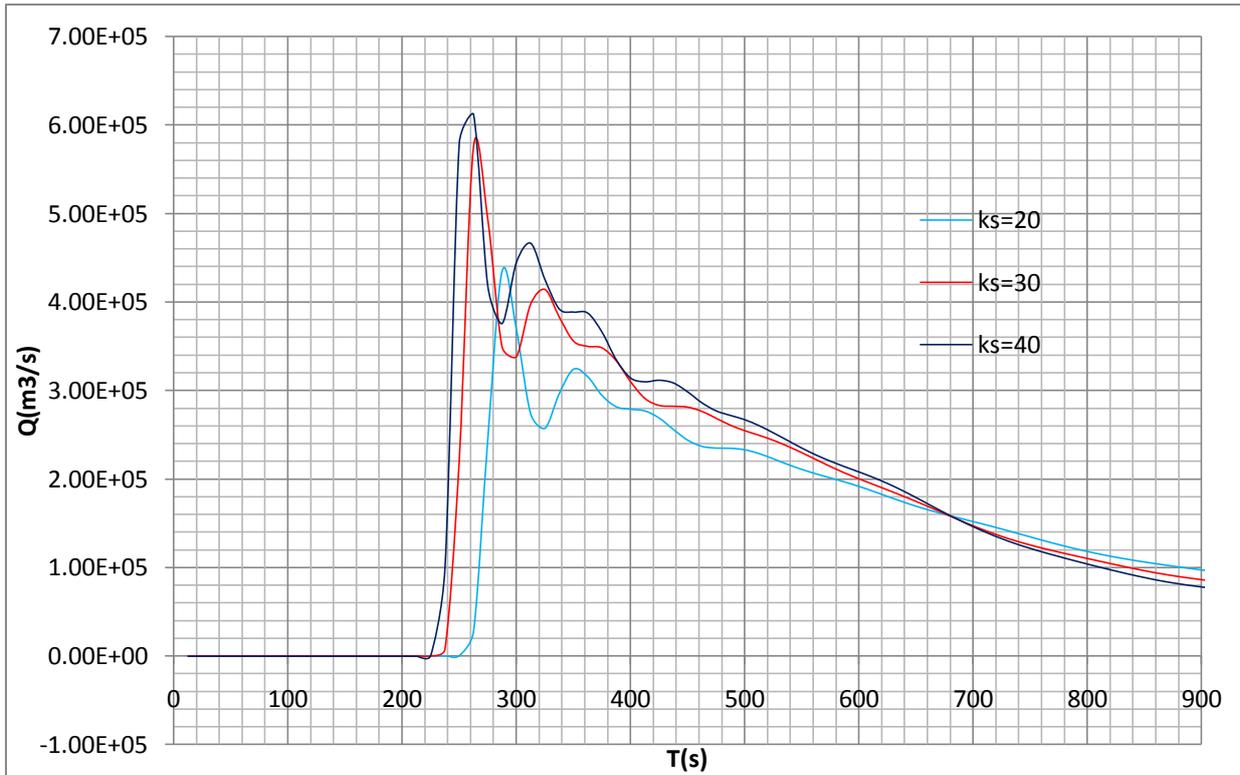


**Figure A-9:** Hydrogrammes (à 1450m du barrage)

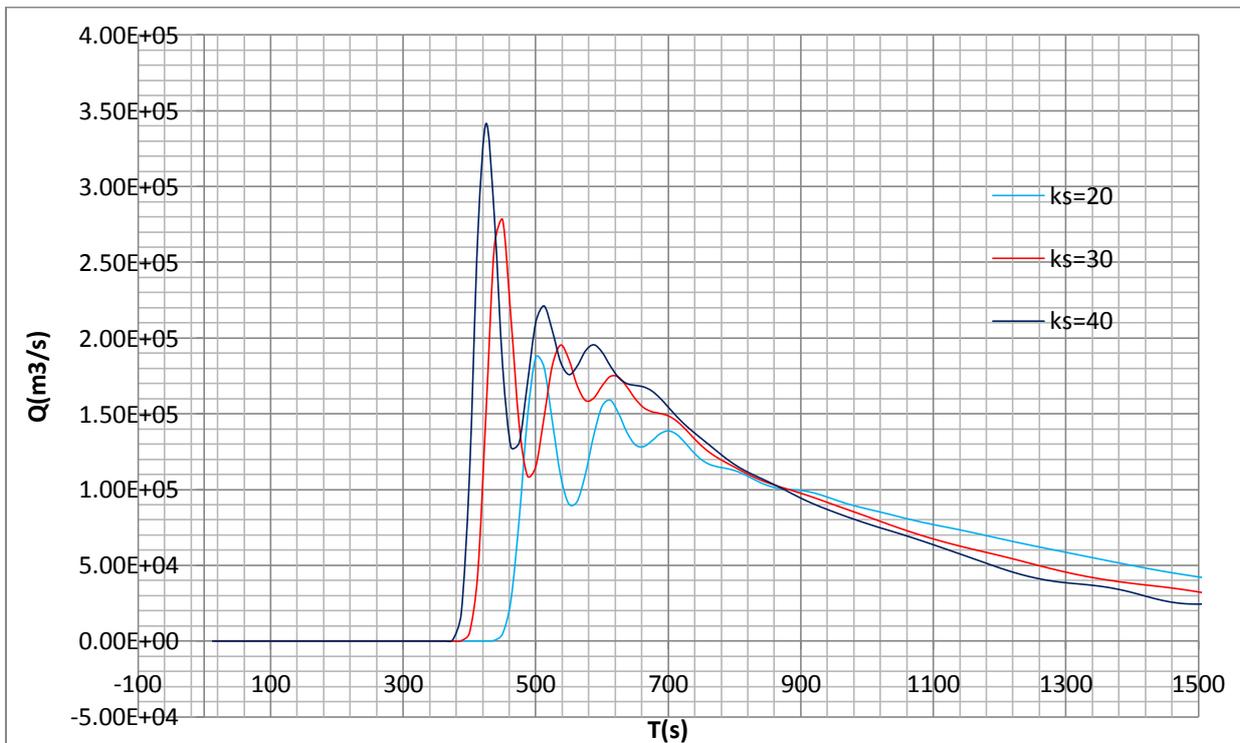


**Figure A-10:** Hydrogrammes (à 2975m du barrage)

## Annexes

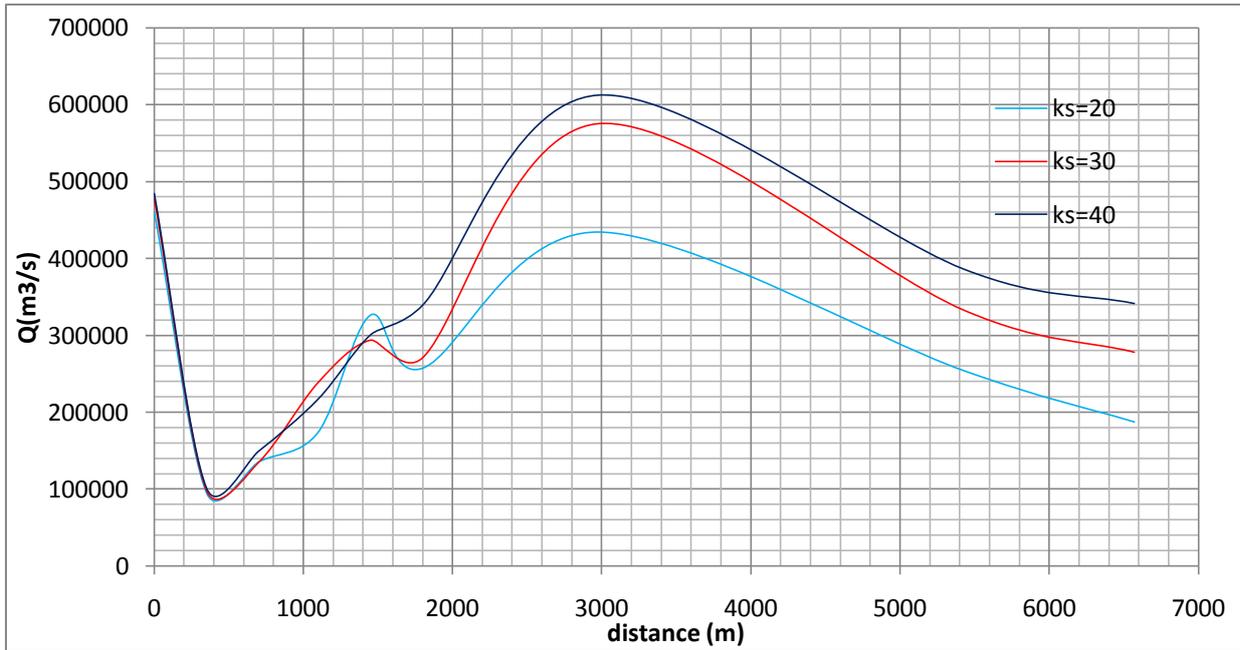


**Figure A-11:** Hydrogrammes (à 5423m du barrage)

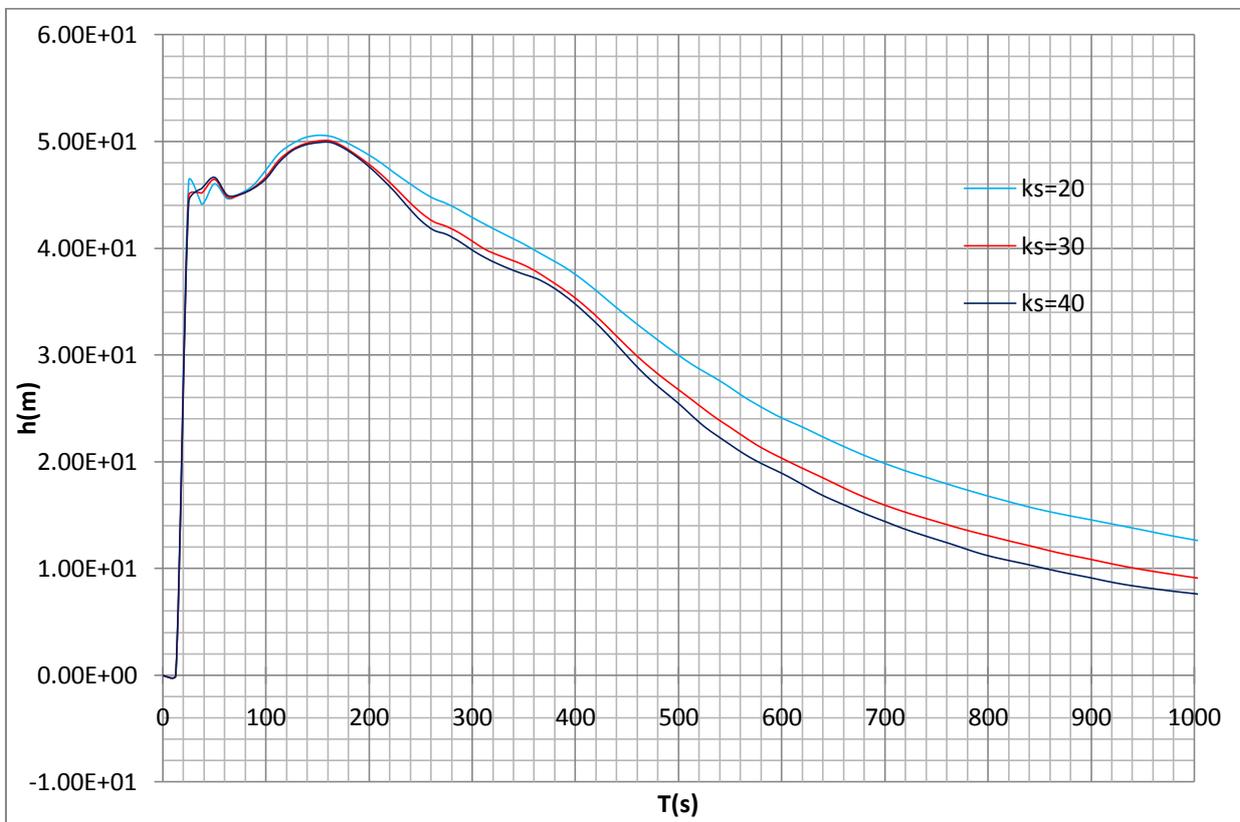


**Figure A-12:** Hydrogrammes (à 8267m du barrage)

## Annexes



**Figure A-13:** Variation de débit maximal le long de la vallée



**Figure A-14:** Hauteur d'eau à 350m du barrage

# Annexes

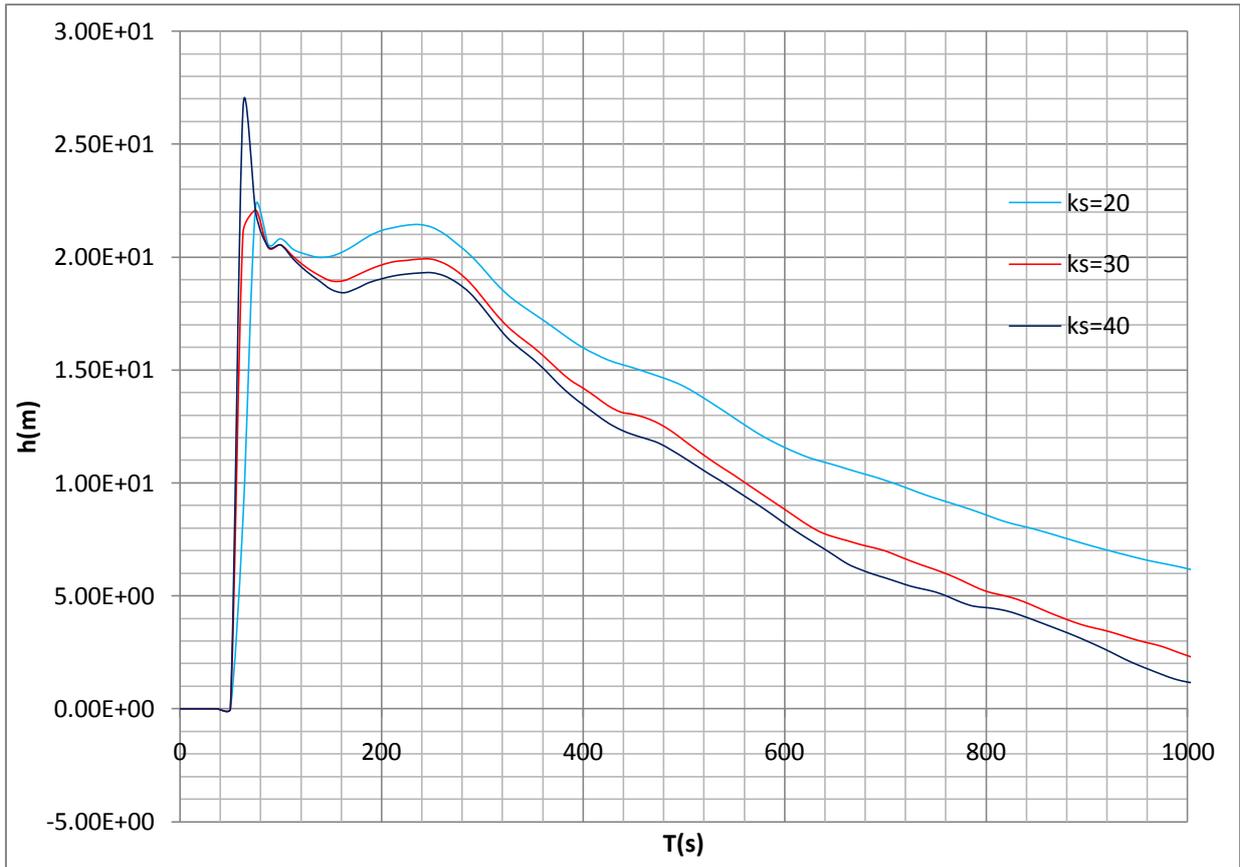


Figure A-15: Hauteur d'eau à 700m du barrage

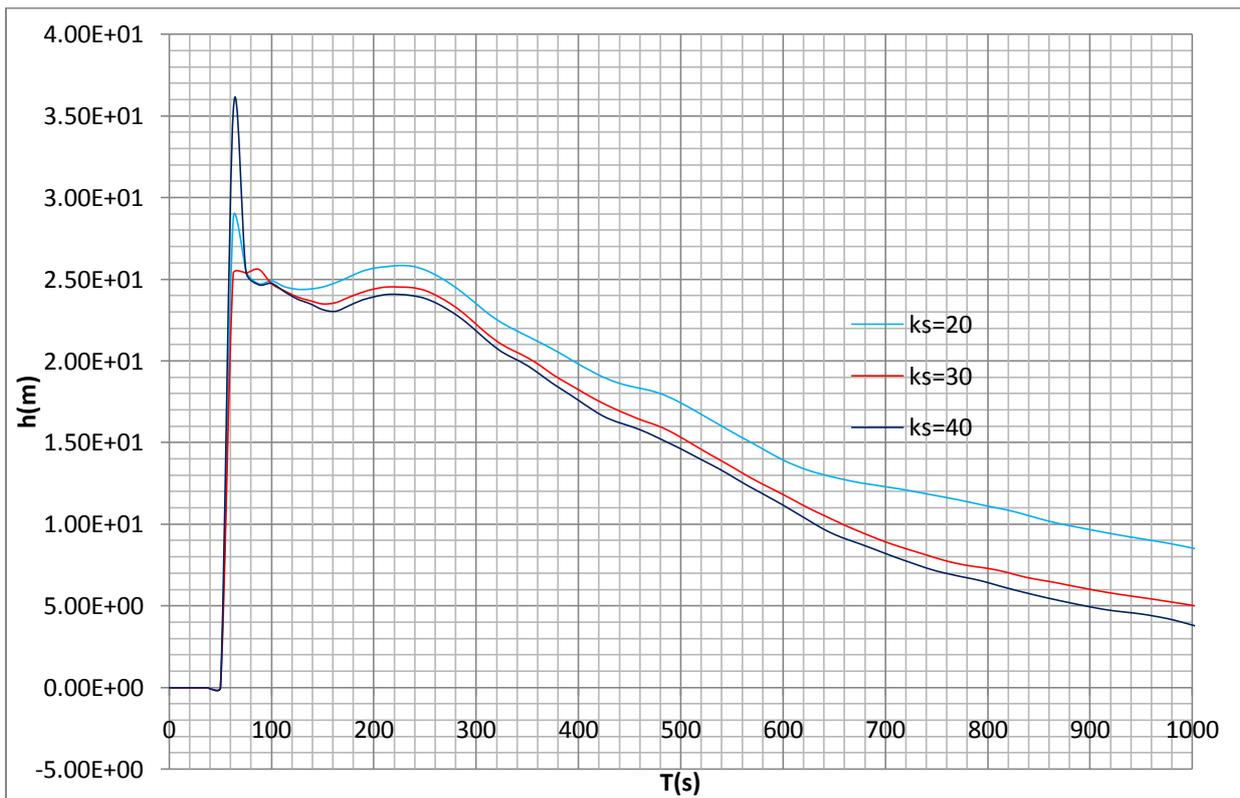


Figure A-16: Hauteur d'eau à 1100m du barrage

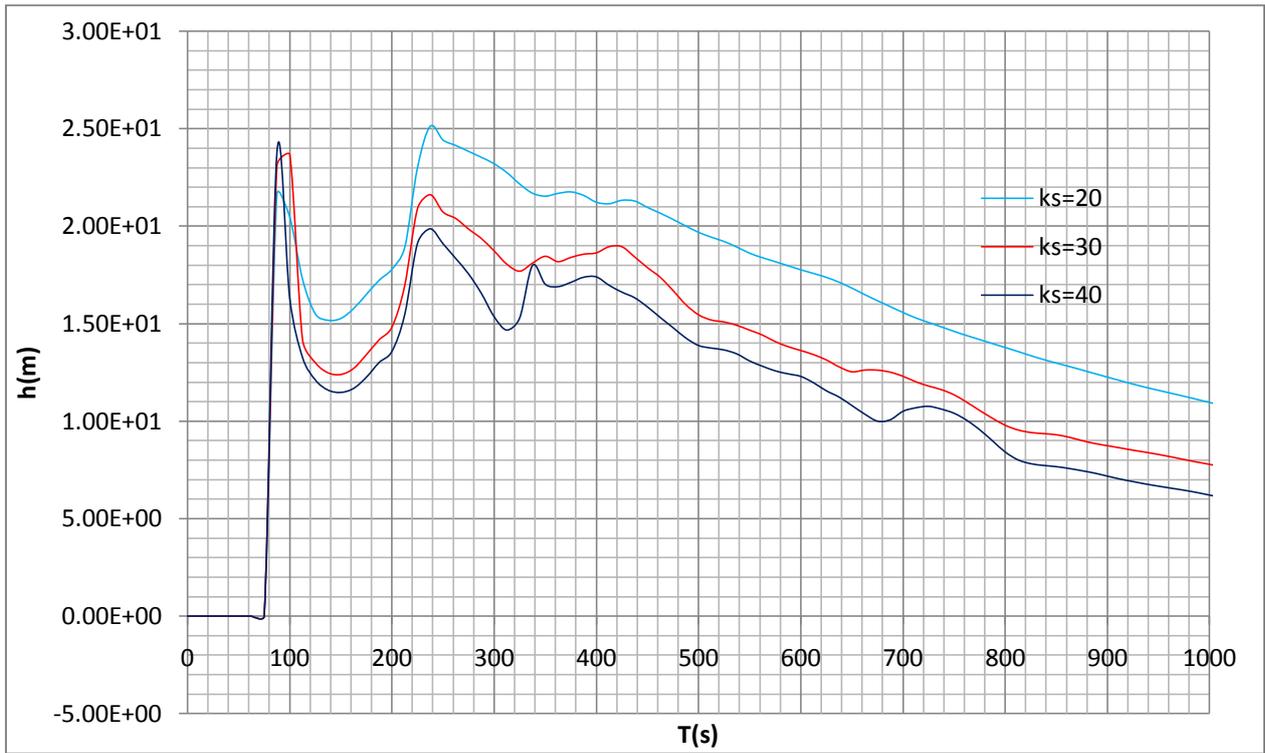


Figure A-17: Hauteur d'eau à 1450 m du barrage

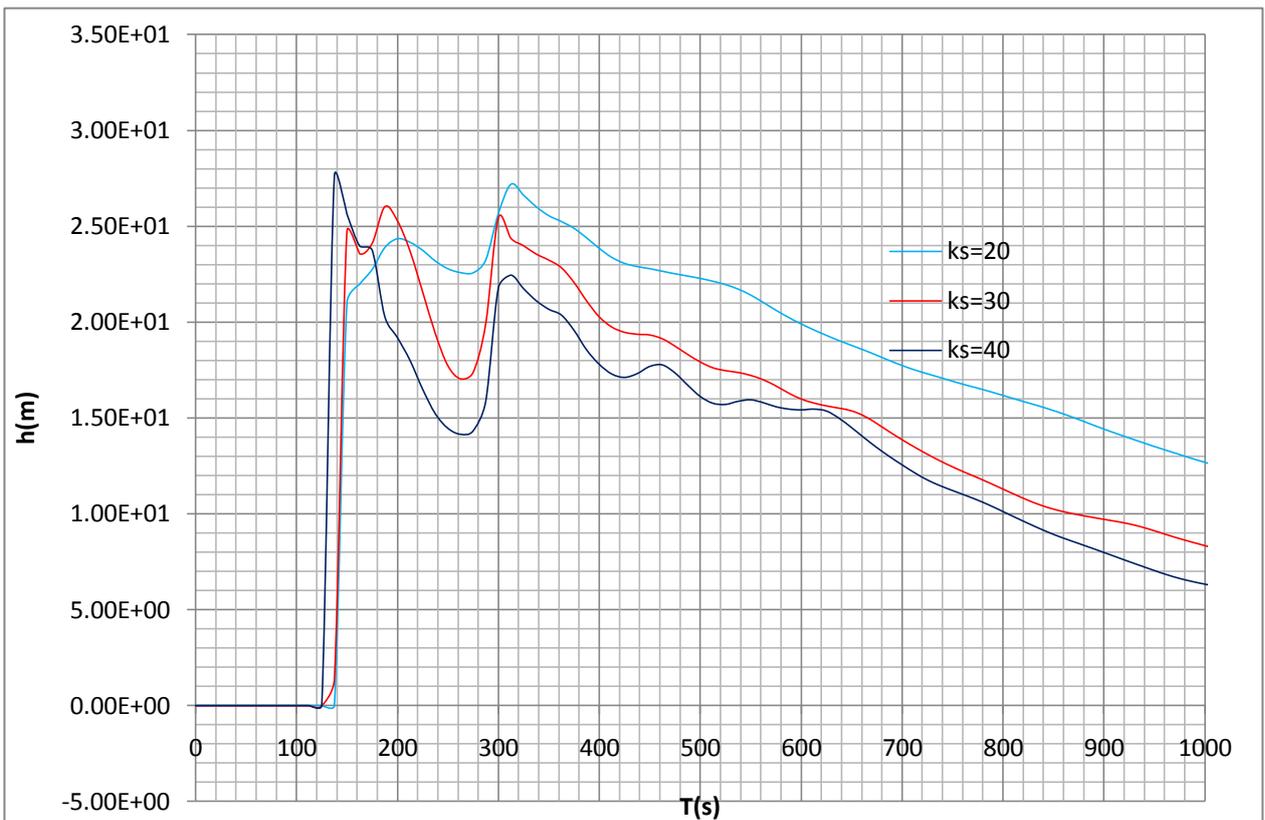
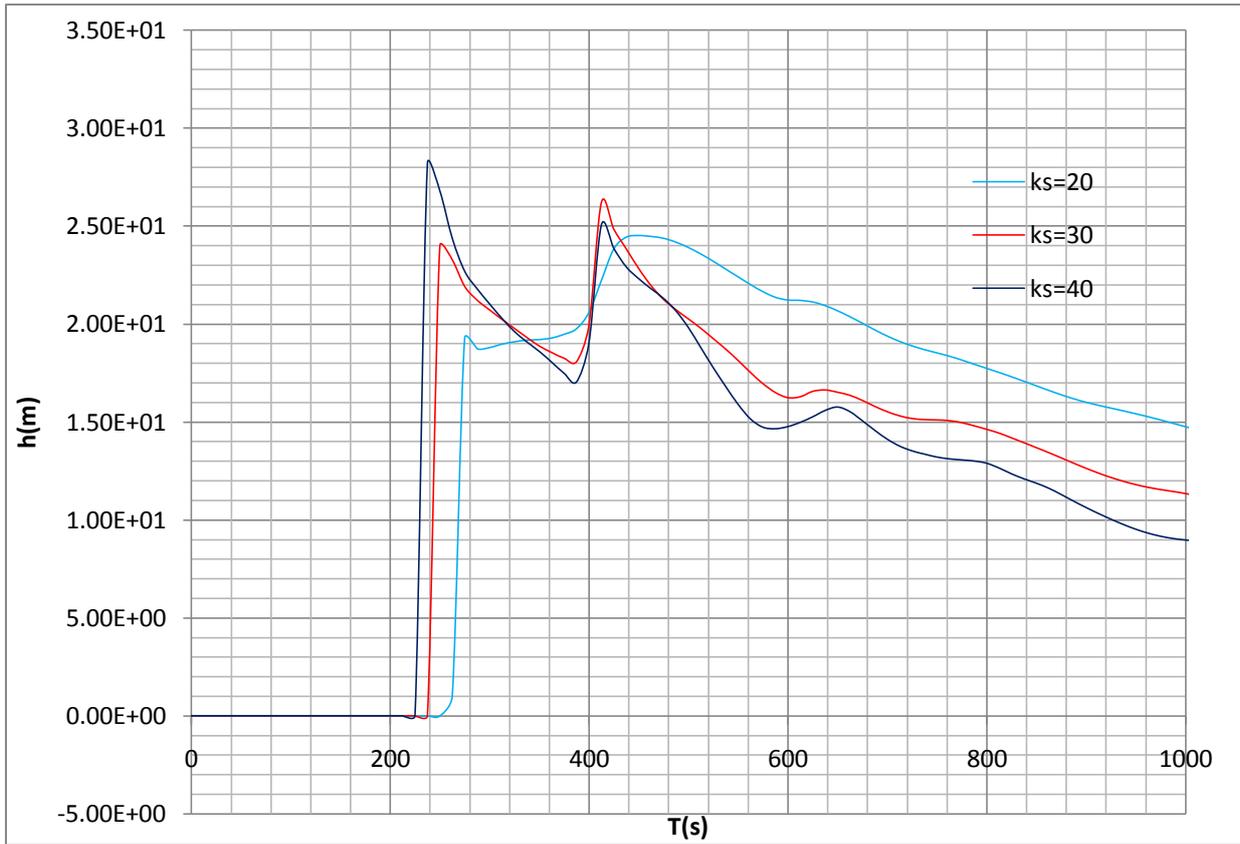
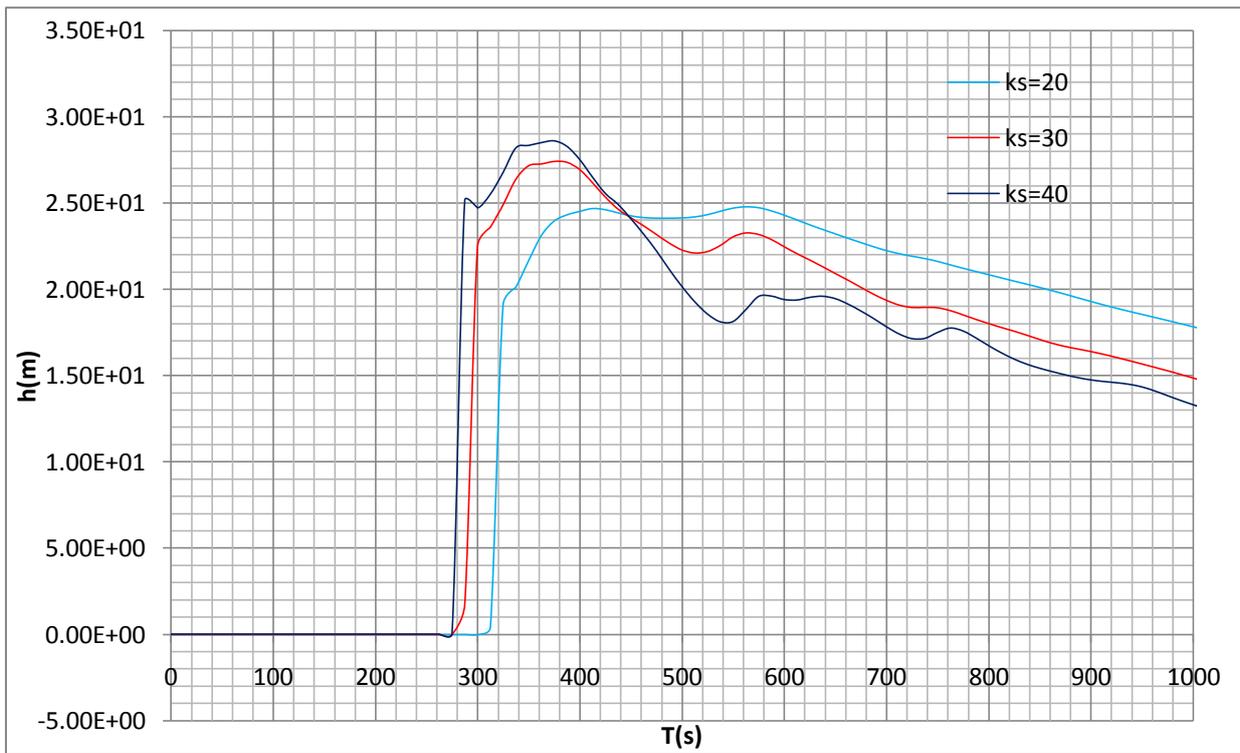


Figure A-18: Hauteur d'eau à 1800 m du barrage

# Annexes

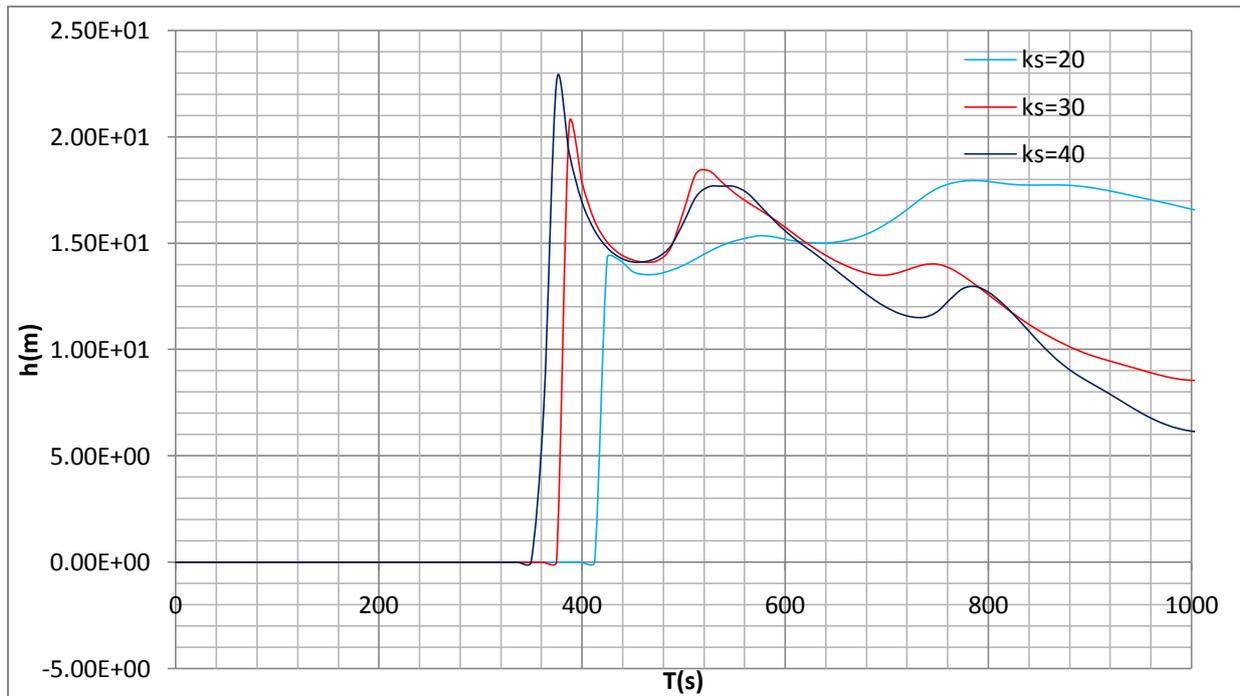


**Figure A-19:** Hauteur d'eau à 2975 m du barrage

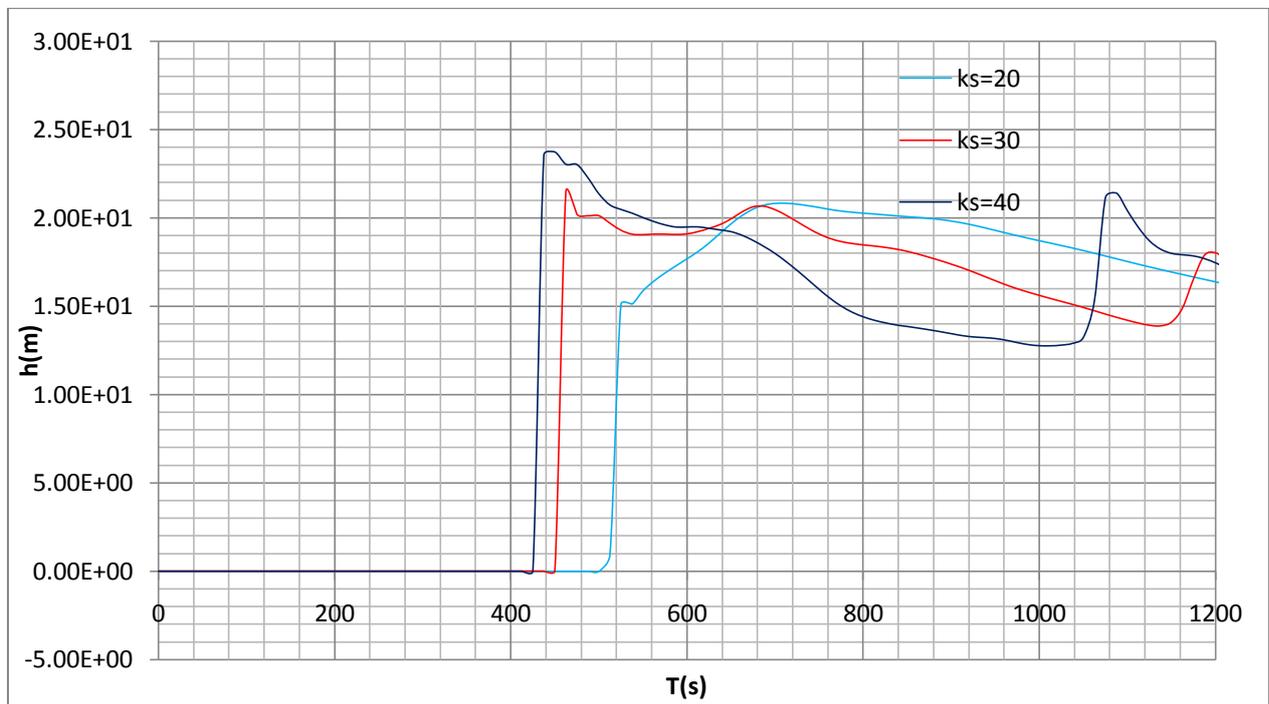


**Figure A-20:** Hauteur d'eau à 5423 m du barrage

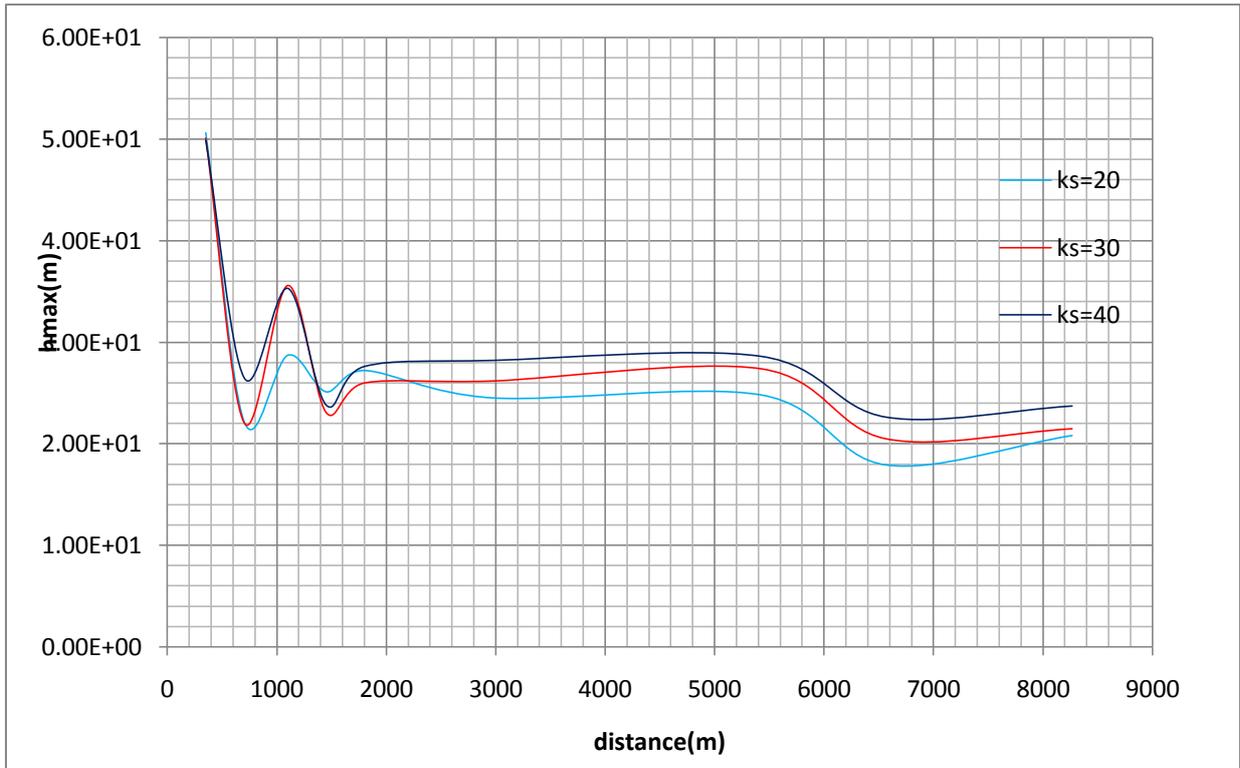
## Annexes



**Figure A-21:** Hauteur d'eau à 6570 m du barrage



**Figure A-22:** Hauteur d'eau à 8267 m du barrage



**Figure A-23:** Variation de la hauteur d'eau maximale le long de la vallée

## Glossaire et Définitions

<b>CADAM</b>	Concerted Action on Dam Break Modelling
<b>EDF</b>	Electricité De France
<b>EDP</b>	Equations aux dérivées partielles
<b>WES</b>	Waterways Experiment Stations
<b>M.C</b>	Méthodes des caractéristiques
<b>M.D.F</b>	Méthodes des différences finies
<b>EDO</b>	Equation différentielle ordinaire
<b>M.E.F</b>	Méthodes des éléments finis
<b>M.V.F</b>	Méthodes des volumes finis
<b>SERUM</b>	Système d'Évaluation de Ruptures Multiples
<b>NWS</b>	National Weather Service
<b>PPI</b>	Plan particuliers d'intervention
<b>GMRES</b>	Generalised Minimum RESidual

**Méthodes des caractéristiques** : la méthode des caractéristiques est une technique permettant de résoudre les équations aux dérivées partielles, particulièrement adaptée aux problèmes de transport. La méthode cherche des courbes appelées (ligne caractéristiques), ou plus simplement (caractéristiques) le long desquelles l'**EDP** se réduit à une simple équation différentielle ordinaire. La solution de l'**EDO** le long d'une caractéristique permet de retrouver la solution du problème original ([Alfio et *al.*, 2002]).

**Méthodes des différences finies** : la MDF est la plus facile d'accès, puisqu'elle repose sur deux notions : la discrétisation des opérateurs de dérivation/ différentiation (assez intuitive) par différences finies d'une part, et la convergence du schéma numérique ainsi obtenu d'autre part ([Alfio et *al.*, 2002]).

**Méthodes des volumes finis** : la méthode des volumes finis est utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles comme la **MEF** et **MDF**. Mais contrairement à la **MDF** qui utilise des approximations de dérivées, la méthode de volumes finis utilise, comme l'**MEF**, des approximations intégrales. Le maillage est constitué de volumes finis. Les volumes sont des petits volumes (en 3D, 2D et des segments en 1D) dont la réunion forme le domaine d'étude. Elle est fondée sur la forme dite forte de l'équation ([Alfio et *al.*, 2002]).

## 1/Techniques modernes en éléments finis

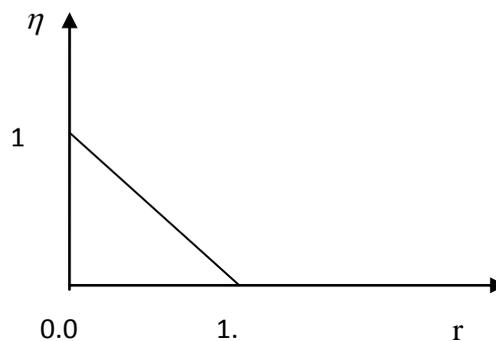
### 1. Descriptions des éléments finis

**1.1-Triangle P1** : Il s'agit du triangle avec interpolation linéaire. Le triangle de référence (voir le schéma A-25) est constitué des points de coordonnées (0,0), (0,1) et (1,0), numérotés respectivement 1,2, et 3. Sur cet élément de référence, les fonctions de base valent :

$$P_1(r,\eta) = 1 - r - \eta$$

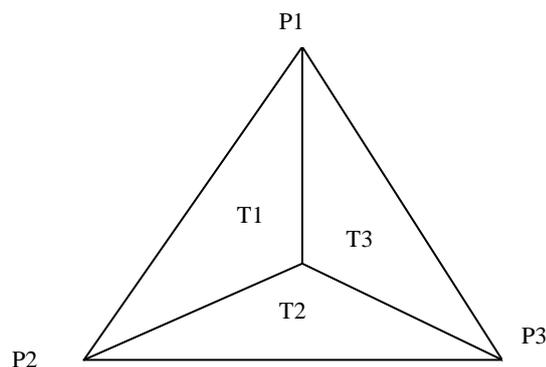
$$P_2(r,\eta) = r$$

$$P_3(r,\eta) = \eta$$



**Figure A-24** : Triangle de référence

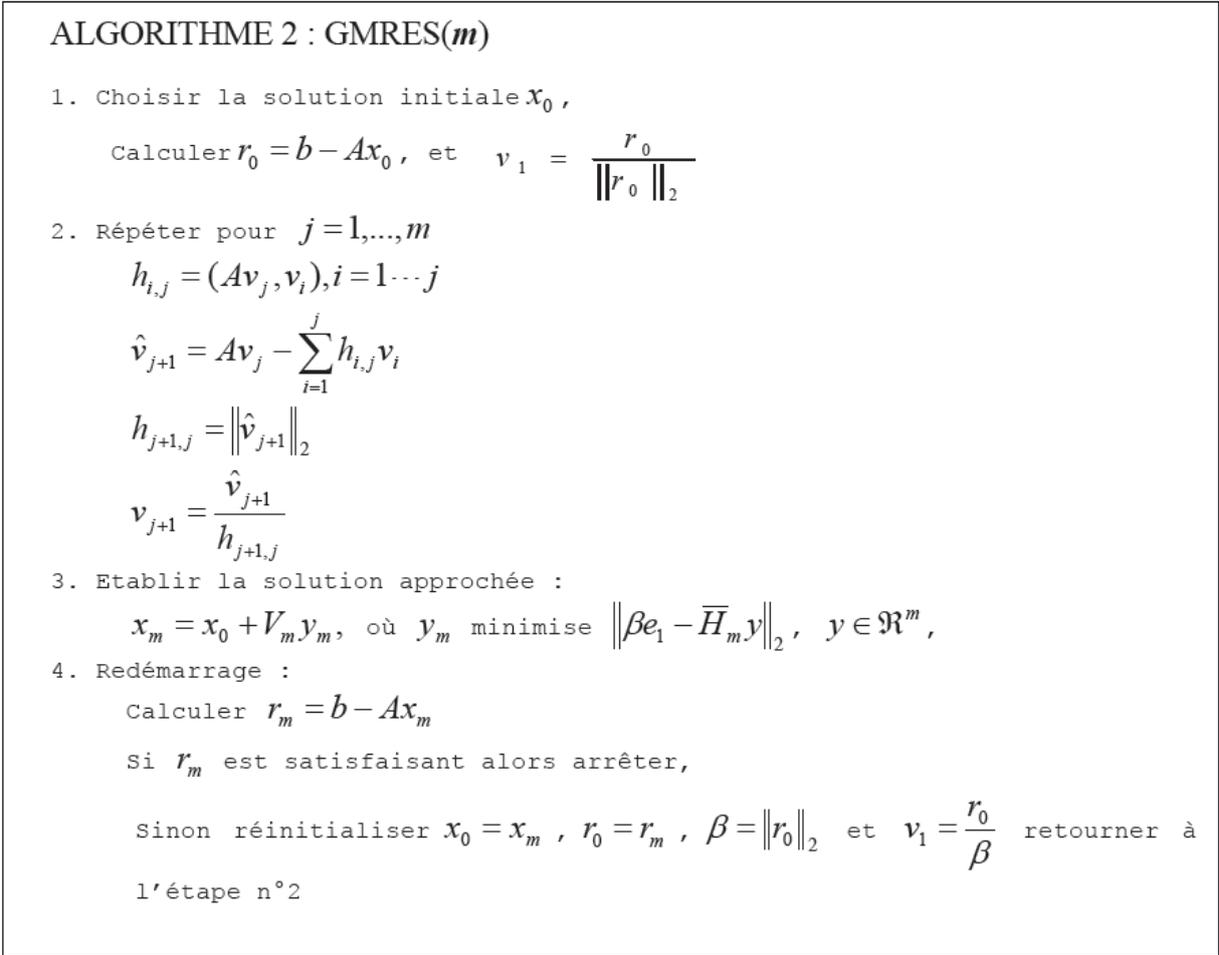
**1.2-Triangle Quasi-bulle** : l'élément Quasi-bulle (voir le schéma A-26) a été publié en 1993. Il s'obtient à partir d'un triangle en ajoutant aux trois sommets P1, P2 et P3 un point supplémentaire P4. Le centre de gravité du triangle constitue un choix naturel pour ce quatrième point. On obtient ainsi un découpage de l'élément initial P1 en trois sous triangles T1, T2 et T3.



**Figure A-25** : Élément Quasi-bulle

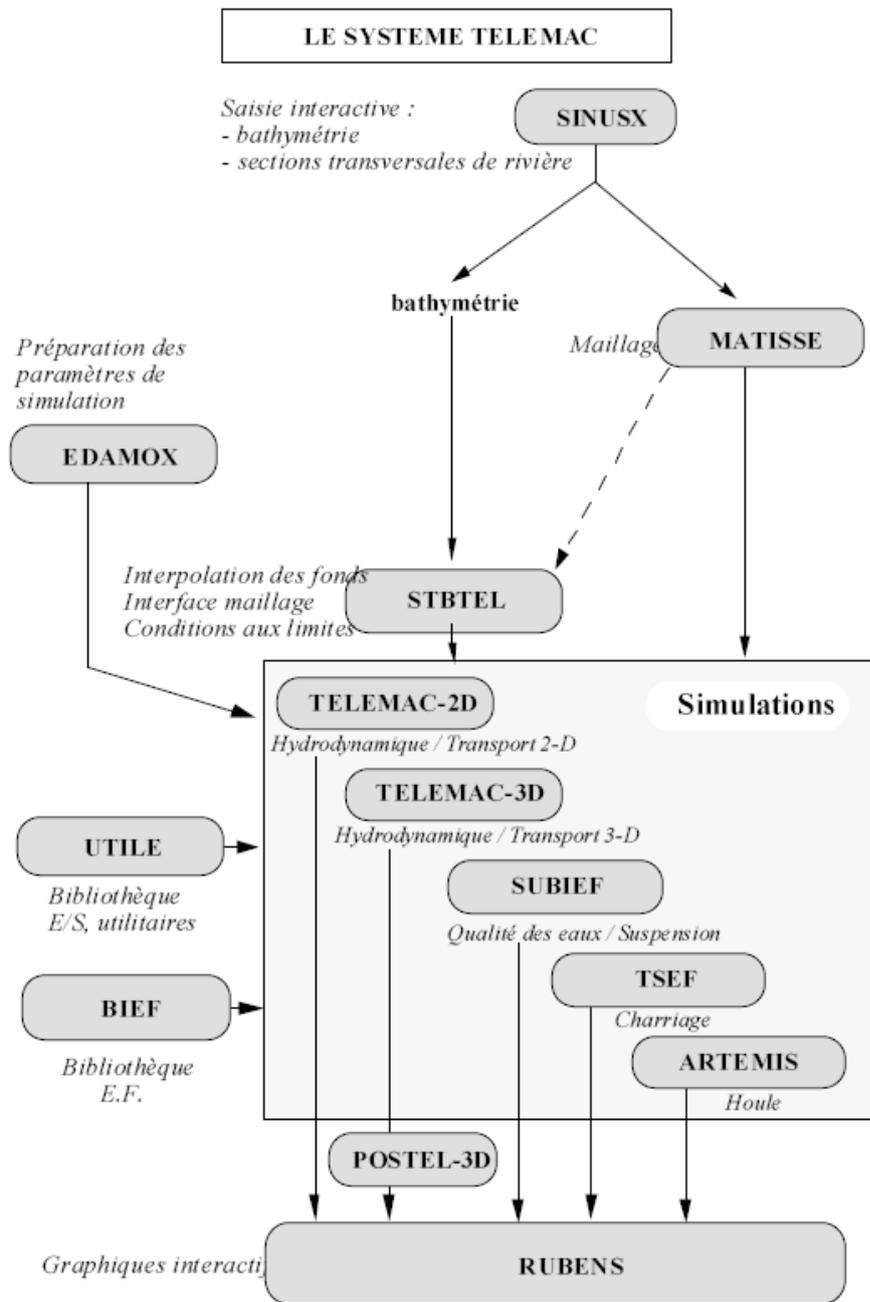
### 1.3-Méthode GMRES :

La méthode GMRES (Generalised Minimum RESiduel), publiée en 1993 par Y.Saad et M.H.Schultz ([Hervouet., 2001]) est une remarquable innovation, cette méthode itérative permet de résoudre efficacement les systèmes mal conditionnés non symétriques de grande taille. L'algorithme est itératif, à chaque itération, on cherche à minimiser  $\|AX - B\|$ , mais X est recherché dans le (sous espace de krylov) ([Haiwu., 2005]).



**Figure A-26:** Algorithme de GMRES ([Haiwu., 2005]).

# Annexes

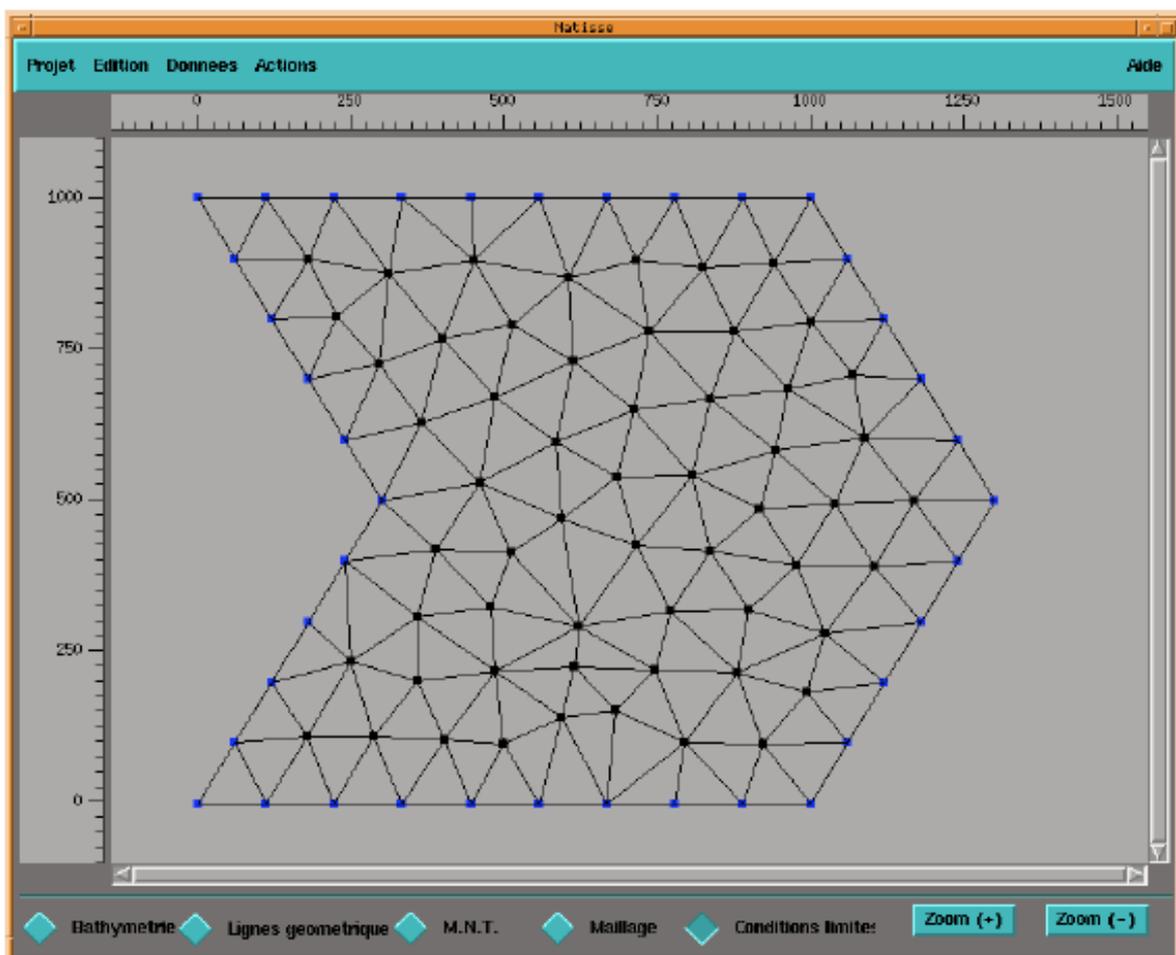


**Figure A-27 :** Schématisation globale du code de calcul **TELEMAT**

## 2/Présentation du logiciel MATISSE

Le logiciel Matisse est intégré dans une chaîne de traitement : le système **TELEMAC**. En sortie, Matisse génère deux fichiers nécessaires aux modules de calcul de la chaîne de traitement **Telemac**. Il s'agit des fichiers **GEOMETRIE** et **CONLIM**. D'autre part, Matisse gère un espace de travail ou (projet). Il est composé de huit sections, construites sur les différents modes de fonctionnement de **MATISSE**:

**1/Utilisation de MATISSE :** Matisse s'appuie sur la notion du projet : vous pourrez engager une session de construction de maillage à l'aide de **MATISSE** soit en reprenant un projet existant, créé au cours d'une session de travail antérieure, soit en ouvrant un nouveau projet matisse.



**Figure A-28 :** Fenêtre d'une fenêtre de **MATISSE**

**2/Présentation du mode BTHYMETRIE :** Vous pouvez avoir accès à des sources de données bathymétriques de différentes natures, ou bien digitalisées à partir de cartes distinctes. Elles doivent pouvoir être lues, puis manipulées à l'aide de **MATISSE** de façon à faire intervenir votre connaissance du terrain.

**3/ Présentation du mode LIGNES GEOMETRIQUES :** Une fois la bathymétrie introduite dans **MATISSE**, vous définirez le contour du domaine d'étude (lignes de contour). Ce mode de fonctionnement de **MATISSE** permet également de définir les lignes utilisateurs, naturelles ou non, utiles à la définition des critères sur les quelles les algorithmes de génération du maillage devront s'appuyer. Toutes les lignes définies sont nommées lignes géométriques.

**4/Présentation du mode M.N.T :** après une étape de création des données servant de support à la carte de tailles, vous définirez les éléments nécessaires au calcul de la distance souhaitée entre nœuds. Cela peut être fait soit manuellement, soit à partir des sources de données extrêmes.

**5/Présentation du mode MAILLAGE :** Parmi toutes les lignes géométriques que vous aurez définies, vous choisissez celles qui seront des lignes de contraintes pour la construction du maillage. Cette construction est ensuite effectuée : le maillage apparait à l'écran. Vous pouvez en fin modifier manuellement le maillage créé pour préciser certains éléments.

**6/Présentation du mode CONDITIONS AUX LIMITES :** Une fois le maillage défini, vous préciserez le type de conditions aux limites pour chaque segment homogène (un Groupe) d la frontière. Un éditeur graphique pour permet de réaliser vos choix.

**7/ Présentation des fonctions génériques :** Les fonctions génériques sont celle auxquelles vous avez accès dans l'un ou l'autre des modes de fonctionnement de **MATISSE**.

**8/Les fichiers de MATISSE :** **MATISSE** a pour objectif de créer certains fichiers essentiels au system de modélisation **TELEMAC 2d** : le fichier de géométrie et celui de conditions aux limites.

### **Quelques définitions :**

**Carte de taille :** est un maillage non structuré qui sert de support à la définition des critères, puis au calcul de la distance locale entre points au moyen des critères ;

**Critères :** est une fonction scalaire 2D utilisée pour la définition de la distance entre points. Il peut s'agir de la bathymétrie, d'un champ de vitesse scalaire ou d'une concentration en provenance d'un calcul de **Telemac 2d** ou encore de la transformation de l'une de ces données de base, par exemple son inverse.

**Ligne géométrique :** est utile à toute sorte de taches dans **MATISSE**, les lignes sont représentées par une succession de segments reliés. Il existe deux groupes principaux de lignes géométriques : les lignes d contour et les lignes utilisateur, les lignes utilisateur elles-mêmes se composent de ligne de contraintes et de lignes utilisées lors de la définition d'un critère.

**Ligne de contour :** est une ligne géométrique constituant une frontière extérieure ou intérieure du domaine présenté

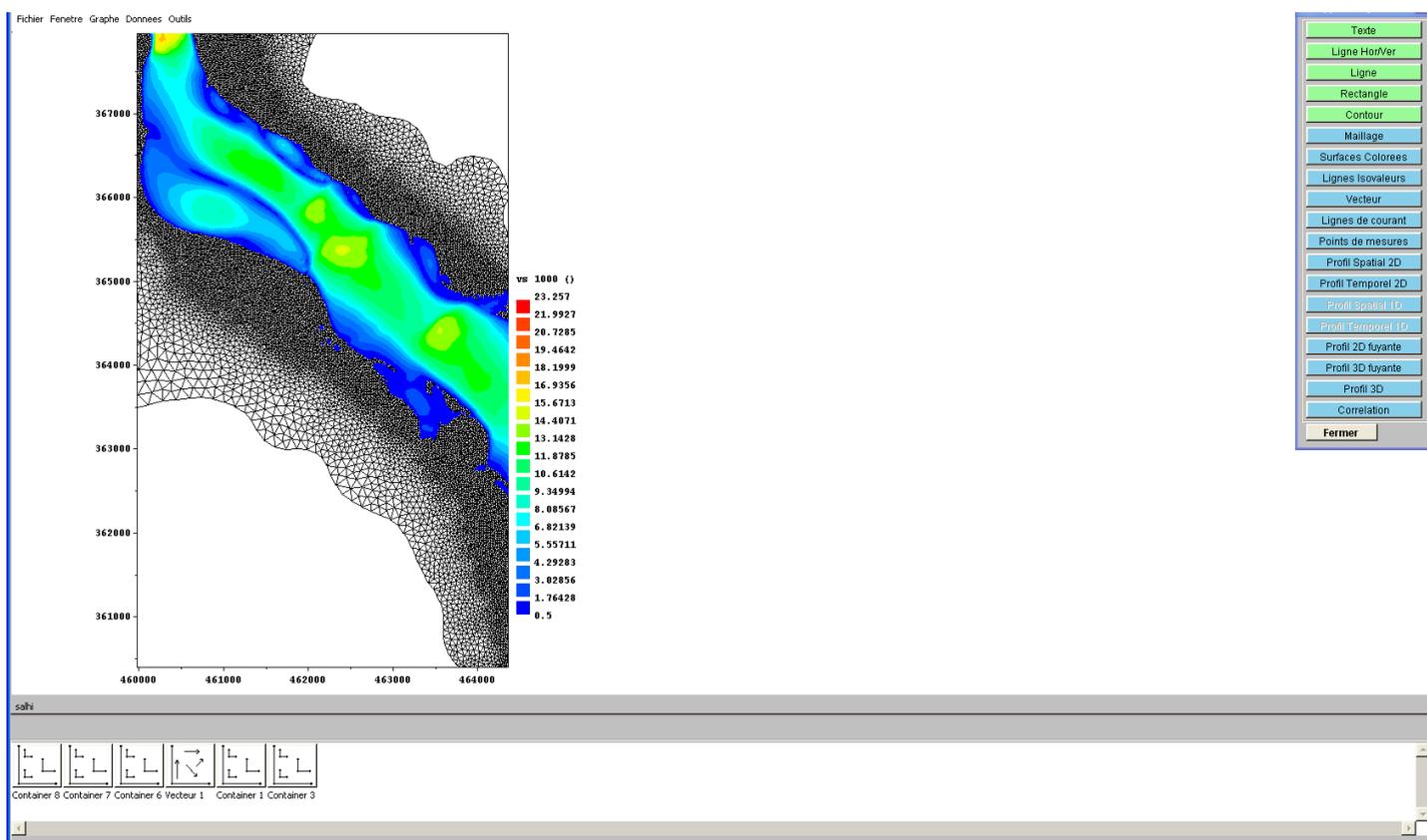
**Ligne de contrainte :** est une ligne utilisateur servant de support à des nœuds et des segments de futur maillage.les segments seront liés à la ligne et ne pourront pas intersecté.

**Ligne utilisateur :** ligne géométrique utilisé pour la définition de contraintes imposées aux algorithmes de construction de maillage.

## 3/Présentation du logiciel RUBENS

**Rubens** est un logiciel de représentation graphique de données sur des maillages 1D et 2D. Le logiciel intègre de nombreux types de représentations graphiques et il permet de manipuler et de traiter les données visualisées. Les maillages sont quelconques (structurés ou non structurés) et sont constitués d'éléments triangulaires ou quadrangulaires. Vous pouvez visualiser des résultats de mesures expérimentales connus sur un ensemble de point discret d'un espace à 1D ou 2D.

**Rubens** possède un ensemble complet de fonctions pour vous permettre de définir avec précision les caractéristiques et la mise en page de vos représentations graphiques ;



**Figure A-29 :** Présentation d'une fenêtre de **RUBENS**

## Annexes

---

La fenêtre suivante présente la liste des représentations graphiques disponibles :



**Figure A-30** : Représentations graphiques disponibles

Vous pouvez alors sélectionner une représentation graphique. Notez que les données représentées sont celles du projet ouvert. Certains choix sont grisés, car ils ne sont pas accessibles dans le projet courant. Ils appartiennent à des projets de dimensions différentes.

Vous ne pouvez avoir qu'un seul projet ouvert à moment donné. Mais, vous pouvez à tout instant ouvrir un autre projet sans perdre les représentations graphiques déjà affichées ([Collectif, 2002]).