

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Spécialité : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE D'UN BARRAGE A
L'AIDE D'UN MODELE NUMERIQUE EN MODE 1D ET
2D (CAS DU BARRAGE HERRAZA).**

Présenté par :

M^{elle} HADJAMER FETTA

Promoteur:

M^r MIHOUBI.M.K

Devant le jury composé de :

President: M^r M. HASSANE

**Examineurs : M^r A. HADJ SADOK
M^{me} A. ADDOU
M^r M. BACHIR CHERIF
M^{elle} N. TERGUI**

25 Septembre 2011

Remerciement

Toute mes reconnaissance et remerciement à Allah, le tout puissant qui ma donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que JE remercie mon promoteur Mr M.K.Mihoubi. En effet, sans sa clairvoyance, ce travail n'aurait jamais été entrepris. Ces encouragements et sa disponibilité ont été pour moi une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail merci encore une fois.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque de l'ENSH ainsi qu'à ceux qui ont contribue de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Ma profonde gratitude et mes plus vifs remerciements à tous ceux qui ont voulu accepter de juger mon modeste travail.

Je ne pourrai terminer ces remerciements sans y associer nos ma famille qui n'a cessé de témoigner leur amour à travers leur soutien moral et spirituel. je leur disons merci pour tout.

Remerciement

A tous merci

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (ma mère Kaïssa et mon père Saïde que Dieu me les garde);

A mes frères : Blkaceme, Moussa, Mami ;

A toute mes sœur : Karima, Hafida, Hakima, Sonia, Chafika ;

Surtout a ma petite sœur Lisa que j adore ;

A toutes mes amis(es): Hanane, Aida, chahra , Aïcha , Nawel, Kahina , Ghilasse.

Al ingeniare le plus compitan qui ma a edit. M Houssine Dhmani

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2011;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

FETTA

الملخص:

هذا العمل هو إسهام في دراسة موجة تصدع السد في منطقة شديدة النشاط الزلزالي. خاصة إذ علمنا ما عدا نظام مضاد الزلازل لا توجد معايير تقنية متعلقة بسلامة المواطنين في حالة تصدع السد سد حرازة الواقع في ولاية عين الدفلة في منطقة جندل المقابل للطريق السيار غرب هذا ما جعل انطلاق مخطط خاص بتدخل يؤكد أهمية و لرومية وضع الانجاز في شروط السلامة الأحسن

و عليه فان دراسة موحدة الكميات لانتشار لموجة التصدع تسمح بتعيين نقاط تعريفية لمقدمة السد وضعت بواسطة برنامج ميك 11 ومبك 21 مطور من طرف د.ش.ي نتائج الحسابات سمحت لنا بوضع دعائم كرتوغرافية تبين المناطق المعرضة للفيضانات كدالك حدود حقل الفيضانات, عناصر إعلامية جد مفيدة للسلطات العمومية

Résumé :

Le présent Travail est une contribution à l'étude de l'onde de rupture de barrage dans une région à forte sismicité. Surtout si on sait que hormis le Règlement Parasismique Algérien (RPA), actuellement il n'existe pas de normes techniques relatives à la sécurité publique en cas de rupture de barrage.

Le barrage de HARREZA situé la wilaya de AIN DFLA qui constitue un cas édifiant pour l'application de directives internationales qui s'intéressent à la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes ainsi qu'au calcul de l'onde de rupture barrage. Cette démarche permettra de dégager un Plan Particulier d'Intervention (PPI) qui s'avère un outil nécessaire et indispensable à mettre l'ouvrage dans les conditions optimales de sécurité.

En effet, une étude unidimensionnelle et bidimensionnelle de propagation de l'onde de rupture permettant la détermination des points caractéristiques à l'aval du barrage a été réalisée au moyen du Logiciel MIKE11 et MIKE21 développé par D.H.I. Les résultats de calculs ont permis d'établir des supports cartographiques indiquant les zones inondables ainsi que les limites du champ d'inondation, éléments d'information très utiles pour les pouvoirs publics.

Mots clés : barrage, rupture, submersion, MIKE11, MIKE21, onde, inondation.

Abstract:

The present work is a contribution to the study of the break wave of the dam in the region of strong earthquake activity. Actually there exist no technical norms relative to the public security in case of dam break except the Algerian Para seismic regulation.

HARREZA dam situated in Ain defla is constitutes a suitable instructions which deals with verification accumulation of the dam break wave. This procedure allows clearing a particular intervention plan (PPI) which is a necessary tool to set the optimal security conditions.

In fact, the one-dimensional and bi-dimensional study of the break wave propagation which allows the determination of the characteristics points downstream, the dam has been realized with MIKE11, MIKE21 software developed by the D.H.I. The calculation results have allow to establish the cartographic supports indicating the flooding zones as well as limits of the flood area which constitutes very useful information elements of the public powers.

Key words: dam, break, submersion, MIKE11, MIKE21, wave, flood

SOMMAIRE

	Page
Chapitre I : Généralité sur les barrages	01
Introduction	
1-rupture de barrage.....	04
1.2-les enjeux.....	06
2-classification des barrages	07
2.1-classement selon le type de barrage	08
2.1.1-barrage en maçonneries ou en béton	08
2.1.2-barrage en terre homogène.....	12
2.1.3-barres mobiles et digue latérales	14
2.2.1-barrage intéresse la sécurité publique	15
2.2.2-barrage soumis à un plan particulier d intervention.....	16
2.2.3-barrage d importance moyenne	16
2.2.4-classification algérienne des barrages	16
Conclusion	
Chapitre II : causes de rupture des barrages.....	17
1-cause de détérioration et de rupture des barrages	17
1.1-rupture des barrages en remblai.....	17
1.2- rupture des barrages en béton	18
2-Mode de rupture	19
2.1-rupture brutale par glissement en masse suite à un séisme.....	19
2.2-Erosion par déversement sur la crête pour une crue extrême.....	20
2.3-Erosion interne due à un défaut de drainage	20
2.4-Attentat ou sabotage.....	20
3- la sécurité réelle des barrages en remblai vis-à-vis des crues.....	20
3.1-Analyse des ruptures passent.....	21

4-Exemple de rupture des barrages dans le monde.....	21
Chapitre III : présentation de la zone.....	30
1-situation du site du barrage.....	30
2-Historique du barrage.....	32
2.1-Construction	32
2.2-caractéristique du bassin versant.....	32
2.3-pluviométrie.....	33
2.4-Appports de l’oued harreza	33
2.5-transfert d’apport de l’oued Cheliff.....	33
3-Géologie.....	33
3.1-Etudes géologique.....	34
3.2-géologie de la cuvette	34
4-description de l’aménagement	34
4.1-corps du barrage	34
4.2-Digue auxiliaire.....	35
4.3ouvrages annexes.....	35
 Chapitre IV : comportement des barrages sous l’effet des sollicitations sismiques.....	40
Introduction	40
1- accidents liés à des séismes.....	41
1.1-réglementation.....	41
1.2-document techniques	42
1.3-incidences sur l exploitation	43
1.4-mesure d’un tremblement de terre	47
1.5-barrage remblai avec le noyau central d’argile	49

1.6-renseignement tirés des événements sismiques aux sites de barrages	50
1.7-classification	52
2-prévention /protection	55
3-la gestion des risques	59
Conclusion	
Chapitre V : Principes généraux d'évolutions et de présentation des différentes méthodes de calcul de l'onde de rupture.....	57
Introduction	57
1-Evolution de l'onde de rupture	57
1.1-généralité sur l'onde de submersion	58
1.2- l'étendue de la zone inondée	59
1.3-le barrage intéresse-t-il la sécurité publique	59
1.4-différents types d'ondes et d'ordre de grandeur.....	59
1.4.1-onde de gravité.....	59
1.4.2-onde capillaire	60
1.4.3-ondes générées par les séismes.....	60
1.5-Ecoulement avec onde	62
1.5.1-interférence.....	62
1.6-phénomène entraînant un changement de direction des ondes pendant leur propagation	
1.6.1-réfraction	63
1.6.2-réflexion.....	63
2-mode de calcul.....	64
2.1-champ d'application	64
2.2-principales hypothèses.....	65
3-notion de danger particulière en cas de rupture de barrage.....	65
3.1-définition de danger particulière	66

3.2-type de construction et de lieux concernés.....	67
4-démarche de calcul de l onde de rupture.....	71
4.1-hypothèses et scenarios de rupture des barrages.....	71
4.2-condition initiales	71
4.3-formation de brèche.....	71
4.4-calcul du débit a l instant de la rupture.....	72
4.5-documents topographiques nécessaire.....	73
4.6-méthode de calcul	73
4.6.1-méthode simple a la main et model 1D	75
4.6.2-le model 2D.....	77
4.7-résultats de calcul	77
4.7.1-pour la méthode simple à la main et model 1D...	78
4.7.2-pour le model 2D.....	78
4.8-représentation des résultats	78
4.9-exemple de calcul unidimensionnel.....	79
4..10- exemple de calcul bidimensionnel.....	79
Conclusion	
Chapitre VI : Présentation de logiciel de calcul MIKE11 et MIKE 21	
Introduction	80
1-présentation de logiciel utiliser.....	80
1.1-présentation de D.H.I.....	81
1.2-caractéristique principales du logiciel.....	82
1.3-visualisation globale du logiciel.....	83
2-MIKE21.....	88
2.1-Modalisation 2D.....	89
CONCLUSION	

Chapitre VII : l Etude de l onde de rupture du barrage harreza

Introduction	93
1-Modalisation unidimensionnelle.....	94
1.1-les réseaux.....	95
1.2-section en travers	96
1.3-les conditions aux limites.....	97
1.4-les paramètres hydrodynamiques.....	97
1.5-les résultats de simulation	98
2-Modalisation bidimensionnelle.....	104
1- Paramètres hydrodynamiques.....	107
1.1-l élévation initiale de la surface (bathymétrie)	108
1.2- Conditions aux limites	
1.3- Viscosité de l'eau	
1.4- Rugosité du lit de l'oued	
1.5- Conditions du vent	
2-Résultats de la bathymétrie.....	111
3- Etude Comparative des deux simulations	115
Conclusion.....	116
4-Recommandations	116

-Conclusion générale

- Références bibliographiques

Listes des figures

Chapitre I :

Figure1 : Exemple de rupture

Figure2 : carte des grands barrages

Figure3 : coupe du barrage en béton poids

Figure4 : les deux cas de rupture partielle des barrages

Figure5 : coup d'un barrage en remblai

Figure6 : barrage mobile

Chapitre II :

Figure7 : rupture d'un barrage en béton

Figure8 : rupture du barrage Malpasset

Chapitre III :

Figure9 : situation du site de barrage

Figure10 : situation de la zone d'étude

Figure11 : Corps du barrage

Figure12 : Evacuateur de crue

Figure13 : pris d'eau

Chapitre IV :

Figure14 : source des séismes

Figure15 : carte satellite des foyers sismique en Algérie de nord

Figure16 : coup type d'une digue à noyaux centrale d'argile

Figure17 : schéma du déroulement du calcul des digues de la classe Selon l'OFEG

Chapitre V :

Figure18 : représentation schématique des deux ondes de rupture

Figure19 : détermination du d'enges particulière

Figure20 : répartition de la plage dangers selon l'intensité

Figure21 : les formes normalisées de la brèche

Figure22 : les formes de brèche

Figure23: représentation de la zone de submersion pour les deux exemples de calcul

Chapitre VI:

Figure24 : traces en plans de la zone d'étude (MAK11)

Figure25 : les profils en travers

Figure26 : les conditions aux limites

Figure27: les paramètres hydrodynamiques

Figure28 : les élévations d'eau le long de l'oued

Figure29 : le débit d'eau le long de l'oued

Figure30 : les élévations d'eau dans un profil en traverse

Figure31: présentation graphique des résultats dans le cours d'eau

Figure32 : carte des hauteurs d'eau

Figure33 : carte des intensités

Figure34 : résultats de l'inondation

Figure35 : modalisation des cours d'eau

Figure36 : l'élévation initiale de la surface

Figure37 : les conditions aux limites

Figure38 : la viscosité de l'eau

Figure39 : la rugosité de lit de l'oued

Figure40 : les conditions du vent

Figure41 : levé oued Harreza

Figure42: élévation d'eau

Figure43 : les hauteurs d'eau

Figure44 : les intensités

Liste des tableaux

Chapitre I II:

Tableaux N°1 : les apports du barrage pour déférente période

Tableaux N°2 : caractéristique généraux de la digue auxiliaire

Chapitre IV :

Tableaux N°1 : effet de séisme sur quelque barrage en enrochement

Tableaux N°2 : effet de séisme sur quelque barrage en terre

Tableaux N°3 : effet de séisme sur quelque barrage en béton aux maçonneries

Tableaux N°4 : l'échelle de Mercalli et l'échelle de Richt

Tableaux N°5 : classes de barrages selon OFEG

Chapitre V :

Tableaux N°1 : valeur de seuil pour la mesure du d'enges particulier

Chapitre VII :

Tableaux N°1 : Différentes Elévation d'eau obtenue par 1D

Introduction générale

Depuis très longtemps, les besoins, notamment en eau potable et l'irrigation, ont conduit à réaliser des ouvrages de dimensions considérables afin d'assurer une meilleure utilisation et satisfaction des besoins en eau.

Ces ouvrages sont appelés, les ouvrages d'accumulations qui sont constitués d'un ouvrage de retenue (barrage), et d'une zone de retenue (ou bassin d'accumulation).

Les barrages ont plusieurs fonctions, qui peuvent s'associer:

- La régulation de cours d'eau (écrêter de crue ; maintien d'un niveau minimum des eaux en période de sécheresse).
- L'irrigation des cultures.
- L'alimentation en eau des villes.
- La production d'énergie électrique..
- Le tourisme, les loisirs.
- La lutte contre les incendies ...

La conception d'un barrage doit tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques et géologiques du milieu où il sera construit. On doit, par exemple, considérer les apports moyens en eau et leurs fluctuations saisonnières.

Un barrage, ça bouge, ça vit. et ça peut craquer Bien que, les barrages soient réalisés selon les normes de conception et de construction les plus rigoureuses, cependant on est toujours en face des multiples causes de rupture qui sont d'ordre naturel (forte pluie, vent, séisme ...), technique liés aux hypothèses de conception (fondation, matériaux utilisée, ...), humain liés aux erreurs d'exploitation.

L'analyse des ondes de rupture engendrées par un barrage est le plus souvent menée dans le but d'établir les cartes du risque d'inondation des surfaces dans la vallée à l'aval, en vue de préparer les plans correspondants de protection civile (Plan ORSEC). En effet, lorsque le danger de rupture ne peut être écartée par la prise de mesures appropriées (vidange rapide de réservoir,...), l'évacuation préventive des populations menacées par un effacement éventuel

de barrage ou par l'imminence d'un violent orage est la seule mesure qui puisse être réellement efficace, à condition d'être effectuée au bon moment : Il s'avère dès lors nécessaire de concevoir un système d'alarme et d'établir un plan d'alerte adéquat basé sur des estimations fiables du temps d'arrivée du flot dévastateur ainsi que des zones susceptibles d'être submergées à l'aval. La rupture d'un barrage, bien que rare de nos jours reste cependant possible et compte tenu de l'ampleur d'un tel accident, le problème mérite d'être pris au sérieux. Cette rupture se manifeste par la libération des eaux retenues qui se propagent ainsi vers l'aval du barrage.

Vu le caractère accidentel et imprévu de ce phénomène, il est nécessaire de connaître l'évolution de l'onde de rupture dans le temps à l'aval du barrage, ainsi que la variation de la hauteur d'eau suivant l'axe de propagation de l'onde

Le présent travail porte sur l'étude du phénomène de propagation d'onde qui résulte de la rupture d'un barrage.

Cette étude débute par un premier chapitre qui commence par des généralités sur les risques de rupture des barrages en citant les différents types de barrage, et leurs classements réglementaires.

Le deuxième chapitre traite sommairement des causes et modes de rupture de barrages sous l'effet des sollicitations sismiques présentes des tableaux résumant les statistiques récentes de cas de rupture de barrages dans le monde.

Le troisième chapitre est un exposé des différents types d'onde, modèles de calculs (les équations qui régissent l'écoulement de l'onde), et le détail des démarches de calcul de l'onde de submersion.

Le quatrième chapitre concerne les outils logiciels utilisables pour le calcul de l'onde de submersion.

Comme application nous avons pris le barrage des Herraza dans la région de AIN DAFLA, en utilisant le logiciel MAK11(DHI) et MAK 21 pour calculer les caractéristiques hydrauliques de l'onde de submersion en long de la vallée, afin de tracer la carte d'inondation.

Le cinquième chapitre portera sur les résultats de l'application de l'étude de l'onde de rupture de notre barrage
Enfin, nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

.

Chapitre I : Généralité sur les barrages

I- Introduction

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel (résultant de l'accumulation de matériaux à la suite de mouvements de terrain), établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau. Les barrages ont plusieurs fonctions, qui peuvent s'associer : la régulation de cours d'eau (écrêter de crue en période de crue, maintien d'un niveau minimum des eaux en période de sécheresse).

1.1. Rupture de barrage

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale d'un barrage.

1.1-Les causes de rupture peuvent être diverses :

- **Techniques** : défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, vices de conception, de construction ou de matériaux, vieillissement des installations
- **Naturelles** : séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain (soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue et provoquant un déversement sur le barrage)
- **Humaines** : insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance.

Le phénomène de rupture de barrage dépend des caractéristiques propres du barrage.

Ainsi, la rupture peut être :

- **progressive** dans le cas des barrages en remblais, par érosion régressive, suite à une submersion de l'ouvrage ou à une fuite à travers celui-ci (phénomène de " renard ")
- **brutale** dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.

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

La **carte du risque** représente les zones menacées par l'onde de submersion qui résulterait d'une rupture totale de l'ouvrage. Obligatoire pour les grands barrages, cette carte détermine, dès le projet de construction, quelles seront les caractéristiques de l'onde de submersion en tout point de la vallée : hauteur et vitesse de l'eau, délai de passage de l'onde, etc. Les enjeux et les points sensibles (hôpitaux, écoles, etc.) y figurent également.

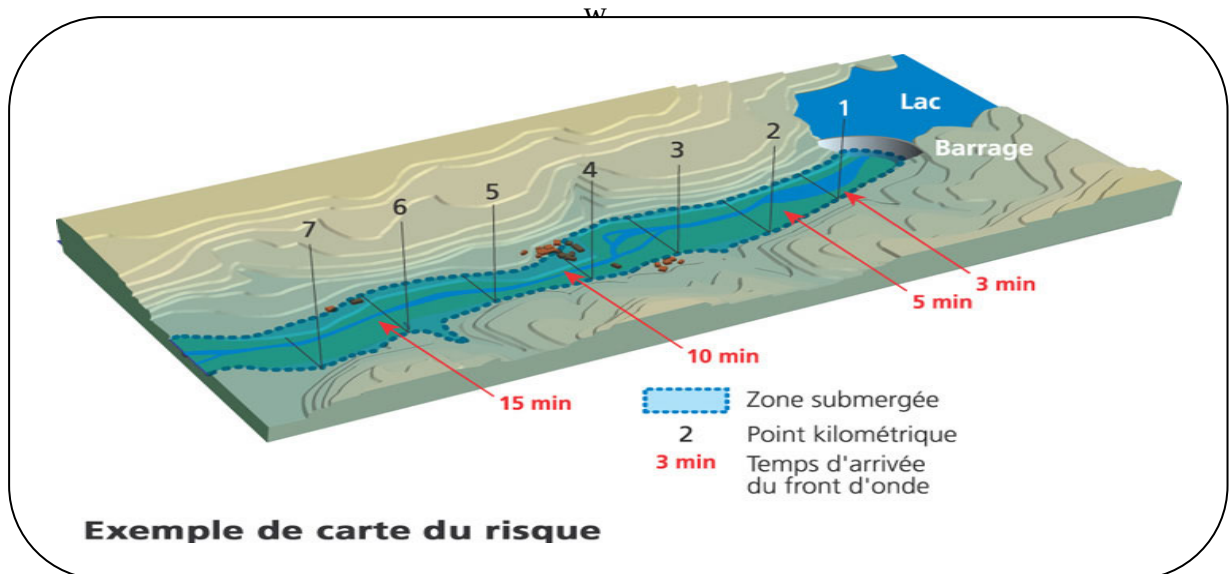


Figure 1 : exemple de rupture [1]

Le risque de rupture de barrage dans le monde

Le risque de rupture de barrage concerne tous les barrages intéressant la sécurité publique. En France, on en compte environ 400, dont **89 " grands barrages "**.

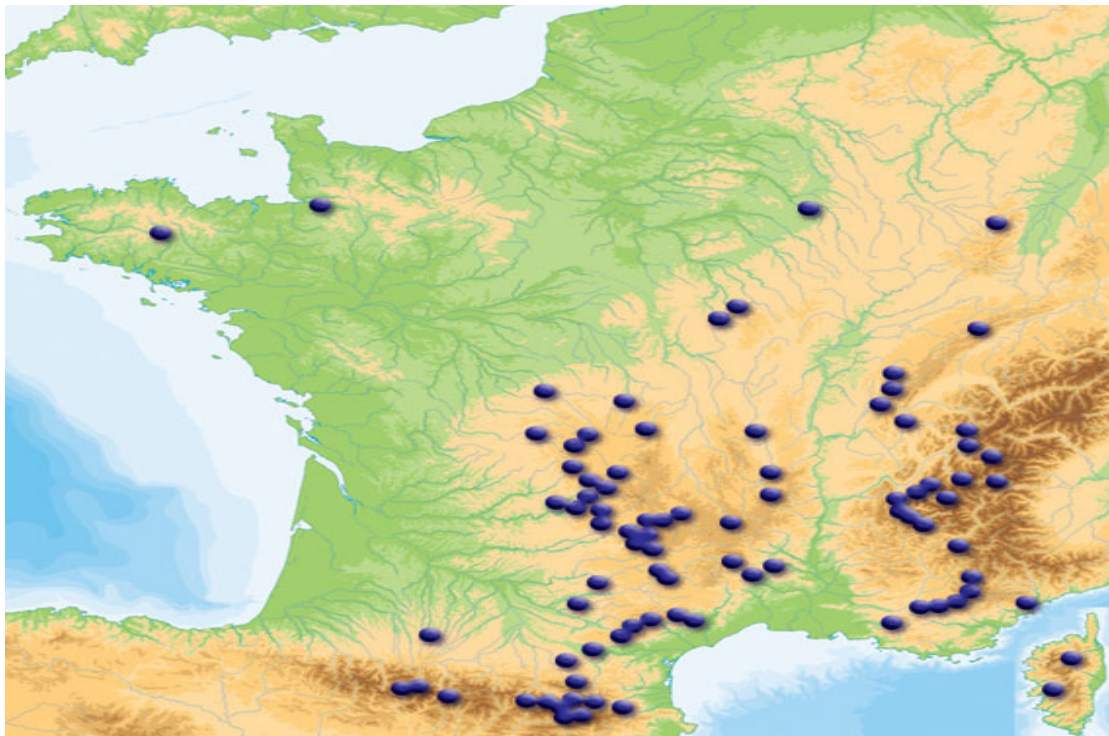


Figure2 : Carte des grands barrages [1]

En Algérie, les grands barrages sont les barrages de **plus de vingt mètres de hauteur au-dessus du terrain naturel** (point le plus bas) et de **plus de quinze millions de mètres cubes de capacité de retenue**. Entre 1959 et 1987 [1], **trente accidents de barrages ont été recensés dans le monde**, faisant **18 000 victimes**. En France, deux accidents ont marqué les esprits.

- **En 1895, à Bouzey** (Vosges), la rupture, suite aux infiltrations d'eau, du corps du barrage poids (haut de 18 m) causa la mort de cent personnes.
- **En 1959, le barrage de Malpasset** (haut de 60 m), en amont de Fréjus (Var), céda après la rupture du terrain de fondation sur lequel s'appuyait la voûte, suite aux infiltrations d'eau. On dénombra 421 morts, 155 immeubles furent entièrement détruits, mille hectares de terres agricoles furent ravagés. Les dégâts ont été estimés à deux milliards de francs.[1]

En Italie, la catastrophe de Vajont (Longarone), en 1963, a fait plus de deux mille morts à la suite d'un glissement de terrain dans la retenue (hauteur du barrage : 265 m).

1.2-Les enjeux :

Les enjeux sont de trois ordres : humains, économiques et environnementaux. L'onde de submersion ainsi que l'inondation et les matériaux transportés, issus du barrage et de l'érosion intense de la vallée, peuvent occasionner des dommages considérables :

- **Sur les hommes** : noyade, ensevelissement, personnes blessées, isolées ou déplacées
- **Sur les biens** : destructions et détériorations aux habitations, aux entreprises, aux ouvrages (ponts, routes, etc.), au bétail, aux cultures ; paralysie des services publics, etc.
- **Sur l'environnement** : endommagement, destruction de la flore et de la faune, disparition du sol cultivable, pollutions diverses, dépôts de déchets, boues, débris, etc., voire accidents technologiques, dus à l'implantation d'industries dans la vallée (déchets toxiques, explosions par réaction avec l'eau, etc

2- Classification des barrages : Les barrages peuvent être classés en fonction de leur conception générale ou regard de la sécurité.

A- Classement selon le type de barrage

- ◆ Barrage en maçonnerie ou en béton
- ◆ Barrage en remblai
- ~ Barrages mobiles et digues latérales

B- Classement selon la sécurité (exemple de la réglementation française)

- > Barrage intéressant la sécurité publique
- > Barrage soumis à plan particulier d'intervention
- > Barrage d'importance moyenne

2.1- Classement selon le type de barrage :

Le comportement des barrages et donc les modes de surveillance et d'auscultation qui doivent être mis en œuvre dépendent de leur conception générale (matériaux utilisés, mode de résistance à la poussée hydrostatique, position et nature de l'étanchéité, ...). Celle-ci est généralement dictée par la morphologie du site, les matériaux disponibles, la nature et la qualité du sol de fondation.

Les matériaux utilisés pour construire les barrages sont principalement:

- Des matériaux rigides : maçonnerie, béton armé, béton compacté au rouleau.
- Des matériaux meubles : remblai en terre ou enrochement.

A l'échelon mondial, 85 % des barrages sont en matériaux meubles.

2.1.1 -Barrages en maçonnerie ou en béton :

A la maçonnerie utilisée depuis fort longtemps, a succédé le béton. Généralement en béton de masse parfois en béton cyclopéen, les ouvrages ne font appel au béton armé que pour les voûtes de faible épaisseur ou pour les structures des ouvrages hydrauliques. Depuis quelques années, le béton compacté au rouleau (BCR) offre des solutions économiquement compétitives. Graciane mise en uvée simplifiée.

2.1.1.1- Barrage-poids

La stabilité des barrages-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids de la tranche de barrage considéré, ils peuvent être en maçonnerie ou en béton, en maçonnerie hourdée la chaux pour les plus récents.

Cette forme de barrage convient bien pour des vallées plutôt larges ayant une fondation rocheuse.

Ils sont généralement découpés en plot sala construction, l'étanchéité entre plots étant assurée par un dispositif placé a l'amont des joints.

Toutes les formes de profil se rencontrent, depuis la forme rectangulaire simple pour les plus petit sala forme triangulaire en passant par des formes audacieuses plus élancées dans la partie supérieure.

Au siècle dernier, les maitres d'œuvre ont cherché à économiser de la matière en raidissant progressivement les parements. Ils ont donné une forme légèrement courbe au tracé en plan du barrage de manière a permettre les mouvements de la structure en évitant l'ouverture des joints, notamment en hiver. Les formes les plus fréquentes des barrages-poids modernes sont des profils triangulaires qui se redressent en partie supérieure pour supporter la route de couronnement. Le parement amont est souvent vertical ou avec fruit très faible. On peut distinguer les barrages pour lesquels les fonctions poids et étanchéité sont assurées de manière conjointe. Comme les barrages en maçonnerie <<homogène>> (bien que le parement amont soit souvent mieux appareillé et/ou recouvert d'un enduit).

La stabilité du barrage-poids repose essentiellement sur leur fruit et sur l'efficacité du drainage qui met le massif poids à l'abri des sous —pressions.

Leur inconvénient majeur est de ne pas utiliser pleinement les capacités du matériaux constituant la partie résistante du barrage (maçonnerie ou béton) à supporter des efforts importants de compression. Il est donc venu rapidement à l'idée des projeteurs de supprimer du béton superflu en allégeant la structure, en créant des arcades ou des riches sur le parement aval, en réduisant la surface d'assise au sol.

Lorsque ces élargissements descendent jusqu'à la fondation, il en résulte une augmentation des contraintes appliquées au sol de fondation. Mais la réduction de la surface se traduit par un meilleur drainage de ce contact. Les sous-pressions dangereuses pour la stabilité de l'ouvrage sont alors limitées.

Pour certains barrages en rivière, les vannes représentent une part importante du parement amont. La structure résistante est alors limitée au socle d'assise et aux contreforts entre vannes.

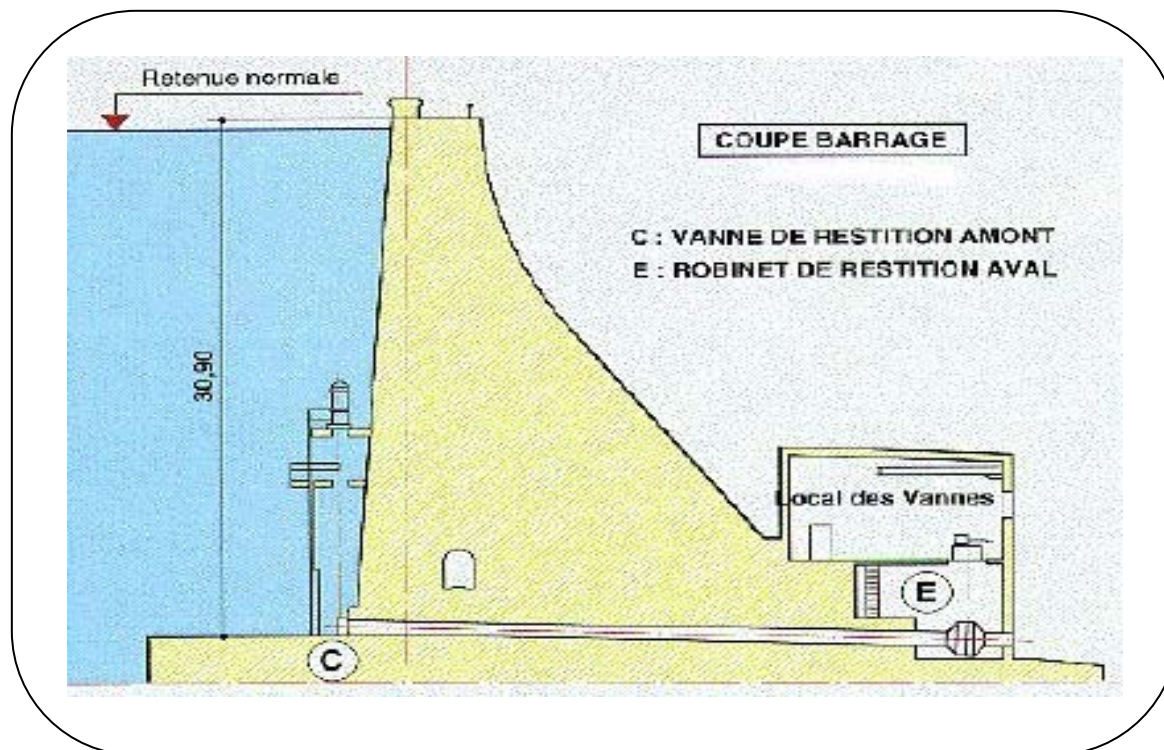


Figure 3 : coupe du barrage en béton poids[1]

-Le Comportement :

Les barrages-poids sont des structures peu déformable et peu sensibles, en exploitation, aux phénomènes thermiques.

Classiquement, les calculs de stabilité distinguent deux ruptures potentielles, soit par glissement des plots, soit par basculement des plots sur leur pied aval. La surface de rupture peut être interne au barrage ou correspondre au contact avec la fondation.

L'auscultation des barrages —poids comporte essentiellement:

- Le suivi des déplacements de la structure;
- Le suivi de sous-pressions en fondation et au contact béton rocher;
- Le suivi des fuites ou débits de drainage.

Dans la mesure où le matériaux béton peut connaitre un phénomène de gonflement, notamment par alcali-réaction, le dispositif d'auscultation peut être complété par des mesures de nivellement ou toute autre mesure permettant de mettre en évidence une augmentation de volume ou des mouvements différentiels (par exemple entre plots)

2.1.1.2- Barrages-voûtes :

Les barrages voûtes sont déformables, sensibles a la poussée hydrostatique comme aux effets thermiques. L'auscultation comporte essentiellement:

- Des mesures de déplacement;
- Des mesures de fuites ou de drainage dans la fondation;
- Des mesures de pression d'eau sous les voûtes épaisses;
- Des mesures de pression d'eau dans les fondations;
- Un suivi de la fissuration.

Des mesures de déformations élémentaires peuvent être justifiées pour déterminer l'orientation et la répartition des contraintes principales.

Un problème fréquemment rencontré sur les voûtes et plus particulièrement sur les voûtes en site large est celui de la fissure de pied amont. Sous la poussée hydrostatique, des tractions apparaissent en pied amont. Ces tractions se traduisent par un décollement du contact béton roche et l'ouverture de joint dans la fondation rocheuse, ce qui permet aux sous0 pressions de progresser vers l'aval.

2.1.1.3 -Barrage contreforts :

Les barrages contreforts ont un comportement analogue celui des barrages poids. Ils sont cependant plus sensibles aux phénomènes thermiques du fait de l'aminçissement des structures et de la plus grande surface en contact avec l'air ambiant.

Du fait leur << minceur >>, les contreforts peuvent avoir des déplacements de rive.

Le dispositif d'auscultation est généralement de rive a rive.

Le dispositif d'auscultation est généralement composé de:

- Mesures des déformations d'ensemble de la structure et de certains contreforts sélectionnés;
- Mesure de fuites qui comprennent al a fois le suivi des fuites de la structure (suintement sur des reprises, ...) mais aussi des fuites de la fondation, notamment au fond des alvéoles entre les contreforts, là où les gradients hydrauliques en fondation sont importants;
- Mesures piézométriques a l'aval du barrage et entre les contreforts .
- Suivi de la fissuration due notamment en traduction des volumes de béton et a la traction dans les contreforts.

L'un des problèmes majeurs des barrages contreforts est celui de l'étanchéité et du vieillissement des structures. En effet, elles sont souvent fines donc déformables et s'appuient sur leur périphérie sur des structures plus rigides; il s'ensuit le plus souvent des fissuration, notamment au droit des variations de forme et d'inertie, et donc des infiltrations qui peuvent mettre en jeu leur pérennité, surtout si elles comportent des armatures.

Le second problème est celui de l'étanchéité du pied du barrage et plus particulièrement de la fondation rocheuse superficielle.

Enfin, il s'agit d'ouvrages présentant une certaine sensibilité aux hétérogénéités éventuelles de la fondation.

2.1.2 -Barrage en remblai :

Les différents types de barrages en remblai se distinguent essentiellement par la façon d'assurer la fonction d'étanchéité de l'ouvrage.

Ce choix est la plupart du temps dicté par la nature, les propriétés et les quantités de matériaux disponibles sur place ou à faible distance du site et qui sont les seuls économiquement utilisables.

Parmi ces différents types de barrages en remblai on peut citer:

2.1.2.1 -Barrage en terre homogène :

Les barrages en terre homogène connaissent des tassements. Ils sont par ailleurs soumis des écoulements permanents. Les principaux désordres potentiels sont les glissements circulaires, les pressions interstitielles non dissipées, les phénomènes d'érosion liés à la submersion, les renards ou conduits d'érosion interne, la fracturation hydraulique, la liquéfaction des matériaux soumis à une secousse sismique.

Le risque d'apparition d'un renard est important le long des conduites traversées (amont aval) ainsi qu'au contact avec la fondation, tout particulièrement lorsque celle-ci est rocheuse et surtout fissurée.

Le suivi des barrages en terre homogène est assuré par:

- Des mesures de déformation;
- Des mesures de pression interstitielle dans le corps de digue et dans la fondation;
- Des mesures des débits lorsque les fuites sont identifiées et susceptibles d'être captées;
- Un suivi des entrainements de matériaux.
- Une des difficultés dans l'interprétation des résultats de mesures est due au fait que la réponse des appareils d'auscultation aux sollicitations extérieures notamment la charge hydraulique, n'est pas immédiate mais dépend de l'emplacement de l'appareil et de la perméabilité du matériau qui l'entoure.

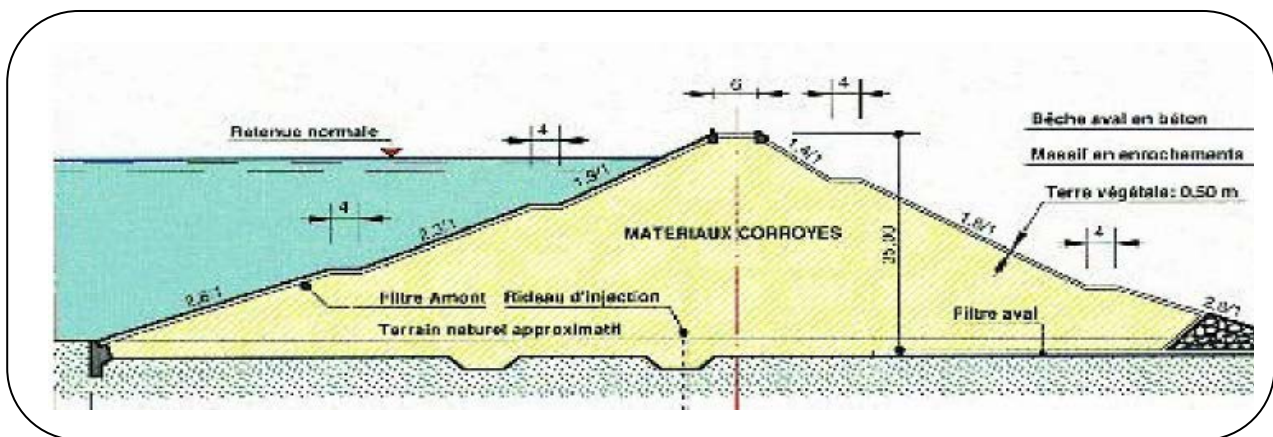


Figure 5: coupe d'un barrage en remblai Barrage zones [2]

2.1.2.2- Le comportement des barrages zonés sont voisins de celui des barrages en terre homogène. ils peuvent en outre connaître des tassements différentiels entre le noyau et les recharges amont et aval, susceptibles d'entraîner des claquages hydrauliques dans le noyau. Par contre, les lignes d'écoulement épargnent, en principe, le parement aval.

Le suivi du comportement des barrages zonés se traduit par une surveillance:

- Des déformations en parement ou en crête;
- Des déformations internes;
- Des mesures de pression interstitielle notamment dans le noyau mais également dans les recharges (surtout dans la recharge aval);
- Des mesures des fuites et de drainage (en recherchant une séparation des débits selon leur provenance);

- Un suivi des entraînements de matériaux.

Comme pour les barrages en terre homogène, la réponse différée des appareils d'auscultation aux sollicitations extérieures complique l'interprétation des résultats d'auscultation.

2.1.2.3 -Barrage a masque

Les barrages a masque ont, sur le plan mécanique, le même comportement que les autres barrages en remblai a savoir qu'ils se tassent sur eux-mêmes sous l'effet de leur poids propre, de la poussée hydrostatique ainsi que des déformations de la fondation. Il convient donc de suivre leur déformation et de veiller ace que celle-ci demeure compatible avec la déformabilité du masque notamment a sa périphérie. Sur le plan hydraulique, par contre, les pressions interstitielles doivent être nulles et les fuites faibles.

Ces overages sent auscultés:

- Par des mesures de fuites (en distinguant celles provenant de la fondation de celles résultant d'infiltration au travers du masque);
- Des mesures de déformations et notamment de tassements;
- Un suivi de l'état du masque.

2.1.3 -Barrages mobiles et digues latérales

Par digue latérale, on entend un ouvrage intégré un aménagement en rivière qui comporte notamment un barrage mobile. Les digues latérales permettent donc de surélever le plan d'eau au-dessus du terrain naturel et de créer une zone de retenue permanente. L'aménagement doit être considéré comme un tout (Figure1.5)

2.2.1- Barrage intéresse la sécurité publique :

Intéressant la sécurité publique, c'est-à-dire ceux dont la rupture éventuelle aurait des répercussions graves pour les personnes.

Les barrages dont la hauteur au-dessus du terrain naturel est supérieure à 20m. pour les autres barrages (selon le Comité Technique Permanent Des Barrages CTPB) , il n'existe pas de règle précise sur les critères à prendre en compte pour déterminer si un barrage intéresse ou non la sécurité publique. La hauteur du barrage, le volume de la retenue et la présence d'habitations à l'aval du barrage font naturellement partie de l'analyse qui est à faire au cas par cas.

2.2.2 -Barrage soumis a plan particulier d'intervention :

Pour certains aménagements hydrauliques qui comportent a la fois un réservoir d'une capacité supérieure ou égale a 15 million de mètre cube et un barrage d'au moins 20m de hauteur au dessus du terrain naturel. Les barrages soumis PPI (plan particulier d'intervention), sont donc des barrages intéressant la sécurité publique.

2.2.3 -Barrage d'importance moyenne :

Les barrages n'intéressant pas la sécurité publique et de moyenne importance sont des barrages de moins de 10 m de hauteur au-dessus du terrain naturel.

2.2.4 -Classification algérienne des barrages :

En Algérie, la classification des barrages est assez simplifiée. Elle est définie par la décision n° 14/SPMIDEC/DGAITI93 du 28 Février 1993 du Ministère de l'Equipement.

En vertu de ce texte, les barrages algériens sont classées en deux catégories:

2.2.4.1 -Catégorie 1:

Barrages d'une capacité supérieure a 10 millions de m³, quelle qu'en soit la hauteur.

2.2.4.2 -Catégorie 2:

Barrages d'une capacité comprise entre 1 et 10 millions de m³ et d'une hauteur égale ou supérieure a 20 m.

Le texte dispose par ailleurs que le Ministère de l'Equipement peut déroger a cette classification pour des considérations techniques particulières.

Chapitre II : Les causes de rupture des barrages.**1 -Causes de détérioration et de rupture des barrages :**

Plusieurs causes peuvent être à l'origine de la détérioration ou de la ruine d'un barrage, et le recueil de données sur les incidents et rupture du barrage le plus complet reste toujours le rapport du comité ADHOC de la CIGB (Comité International des Grands Barrages). Ce rapport, qui utilise un système de classification de 216 causes ou type de détérioration affectant les barrages en béton, les barrages en maçonnerie, les barrages en remblai, les ouvrages annexes et les retenues ; est le seul à établir une liste exhaustive de toutes les causes qui peuvent être à l'origine de cette détérioration ou de cette rupture.[2]

La classification utilisée par le rapport permet une étude statistique très complète; les personnes confrontées à un cas de détérioration peuvent ainsi se rapporter à des cas de détérioration de même nature. En résumant les résultats statistiques, on peut dire que les deux causes principales sont: le déversement par-dessus le barrage et la rupture des fondations.

Ce qui suit n'est qu'une liste (non exhaustive) des quelques principales causes de rupture et de détérioration.

1.1-Rupture des barrages en remblai :

Les ruptures des barrages en remblai ont pour causes principales:

- Le déversement par-dessus le barrage, pendant une crue, résultant d'un sous dimensionnement de l'évacuateur de crue ou du non fonctionnement des vannes.
- L'érosion interne le long du contact avec la fondation, ou le long du contact du remblai avec les ouvrages annexes adjacents ou noyés dans le remblai, ou le renard dans le remblai lui-même par suite de filtre inadapté ou inexistant;
- Les tassements importants dans la fondation;
 - Les fissures dues au tassement, provoquant des renards;
 - La liquéfaction;
 - Les hétérogénéités dans la fondation ou le barrage, provoquant une rupture de la fondation, ou l'érosion et la suffusion;

1.2-Rupture des barrages en béton :

Les ruptures des barrages en béton ont pour causes principales:

- L'insuffisance de résistance aux cisaillements et les discontinuités dans la fondation;
- La sous-pression excessive dans la fondation, par suite de l'insuffisance ou l'absence de drainage;
- Le défaut de stabilité du barrage;
- Le manque de dispositions pour faire face aux déformations excessives ou différentielles de la fondation;
- Le renard et l'érosion dans la fondation, causés par une perméabilité élevée.

Les causes de rupture citées en haut (pour les deux principaux types de barrages) tiennent surtout à la nature même des éléments mis en conjugaison ; pour former ce qu'on appelle par aberration <<barrage >>. Ces éléments ne sont entre autres que l'eau, la fondation, la terre, ou le béton, ou les roches, les rives. A la limite on peut dire qu'on ne peut rien faire contre leurs défaillances, ou contre leurs limites de résistances, ou contre leurs solubilités dans l'eau 4etc; ce qui n'est pas de même pour l'erreur humaine.

En effet, des recherches ont montré que dans plusieurs cas de ruptures de barrages, notamment les petits barrages, que ces derniers n'avaient pas été étudiés par des ingénieurs compétents, ou que leur construction avait été mal dirigée. Dans d'autres cas les travaux n'avaient pas été exécutés par des entrepreneurs compétents. La plupart des barrages accidentés ne comportaient pas de dispositifs d'auscultation ou d'alerte, ou s'ils les possédaient, ces dispositifs ne fonctionnaient pas. Dans certains cas, il y a eu erreur humaine pendant les reconnaissances du site et l'étude du projet, pendant la construction ou pendant l'exploitation (par exemple, reconnaissances insuffisantes des fondations, données incomplètes sur les matériaux disponibles, mauvais projet, négligence dans la direction des travaux, première mise en eau mal suivie, mauvaise exploitation des vannes de l'évacuateur de crue, auscultation et analyse des résultats insuffisantes, ou absence de mesures préventives ou de travaux de réparation). Dans un grand nombre de cas, la prise en compte de ces divers problèmes aurait pu éviter la rupture.

La rupture d'un barrage est, en général, un phénomène complexe qui prend naissance normalement à partir d'une anomalie dans le comportement du barrage (défaut initial), qui n'a pas été décelé à temps. La détérioration, souvent non observée, conduit alors à des dommages ou même à une catastrophe. C'est pourquoi l'inspection et l'auscultation des barrages, ainsi que l'analyse et l'interprétation rapides des résultats, jouent un rôle de tout premier ordre en matière de sécurité de barrage.

2 -Modes de rupture :

Du point de vue des conséquences hydrauliques et de manière générale, les deux grands modes de rupture d'un barrage sont:

- La rupture brutale : effacement << instantané >> (rapide à l'échelle de temps de la vidange de la retenue) d'une partie significative de la digue.
- La rupture par érosion pouvant être initiée par une submersion de la crête (création d'une brèche), ou une érosion interne du corps de digue (renard). Il s'agit d'un phénomène lent, contrôlé par l'écoulement dans la brèche et l'érosion du barrage qu'il induit, surtout envisageable pour une digue en remblais.

Ci-après sont exposés les scénarios de rupture les plus probables et/ou plus dommageables pour les deux grands types de barrage.

2.1 -Rupture brutale par glissement en masse suite à un séisme :

Le cas d'un séisme provoquant une faille horizontale en tête de barrage aurait très probablement comme conséquence un effacement instantané du 1/3 supérieur du barrage. Cela correspondrait à une rupture brutale qui constituerait un scénario fort dommageable. Un autre cas de figure moins dommageable consécutif à un séisme serait le glissement ou une fissure sur plan horizontal en pied. Ce cas serait analogue au cas de l'érosion interne due à un défaut de drainage.

2.2- Erosion par déversement sur la crête pour une crue extrême :

Ce cas se produirait lors d'une submersion de la crête du barrage en raison d'une insuffisance ou d'une obstruction de l'évacuateur de crue. Ceci aurait comme conséquence une érosion lente du barrage.

Un scénario semblable pourrait être provoqué par la génération d'une vague engendrée soit par une avalanche, une chute de blocs ou un glissement de versant.

Ce scénario est particulièrement dommageable pour les barrages en remblais.

2.3 -Erosion interne due à un défaut de drainage :

Un défaut de drainage et une mise sous pression de la partie inférieure du barrage pourraient engendrer un glissement du barrage générant des fissures. On peut considérer que ce scénario soit moins dommageable car il provoquerait une lente vidange du barrage par les fissures qui, si elles sont détectées à temps, peuvent servir à transmettre l'alerte et ordonner une vidange du barrage.

2.4- Attentat ou sabotage :

Le scénario d'un attentat ou d'un sabotage ne peut pas être complètement écarté. Le cas le plus dommageable serait le tir d'un missile dans le 1/3 supérieur du barrage ou d'un sabotage interne à partir des galeries engendrant un effacement instantané du 1/3 supérieur. Ceci correspond donc au cas d'une rupture brutale du barrage

3 -La sécurité réelle des barrages en remblai vis-à-vis des crues :

Il y a dans le monde environ 30.000 grands barrages en remblai. Les statistiques de rupture publiées par le C1GB, ne concernant pas la Chine ni l'ex- URSS, ne s'appliquent qu'à 12.000 de ces barrages. Depuis une vingtaine d'années, plus de la moitié des ruptures correspondantes résultent de la submersion due à un sous dimensionnement du déversoir, à un mauvais fonctionnement des vannes ou à la submersion due à l'onde de la crue

[<http://www.heimatverein-cunnersdorf.de>]

Il est actuellement question:

- D'analyser en fonction de l'âge et des caractéristiques des ouvrages les taux de ruptures constatées et de les comparer aux prévisions initiales et aux normes actuelles de sécurité.
- De chercher à expliquer les résultats trouvés
- D'en tirer les conséquences pour les barrages existants ou futurs.

3.1- Analyse des ruptures passées :

3.1.1- Barrages construits avant 1950 :

L'examen des projets d'un grand nombre des barrages en terre ayant subi des dégâts et des destructions a permis de mettre en lumière les causes de ces catastrophes.

La submersion du barrage 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 ou dans le terrain d'assise qui lorsqu'elles se produisent à des vitesses dangereuses, sont la cause de formation de renard amenant à coup sûr la ruine du barrage. Un certain nombre de destructions sont également imputables à l'insuffisance de cohésion des matériaux de fondation ou des matériaux du massif eux-mêmes. Des tels désordres ne se produisent le plus souvent et fort heureusement que pendant la période de construction, car généralement la cohésion du massif et du terrain d'assise ne fait qu'augmenter dans le temps en même temps que le tassement et la consolidation de l'ensemble du système.

3.1.2 -Barrages construits après 1950

Il s'agit (hors la Chine et l'ex- URSS) de 9.000 barrages correspondent une douzaine de ruptures par submersion réparties sur 4 continents et une douzaine de pays, soit à peu près $0.6 \cdot 10^{-4}$ de taux de rupture. Beaucoup de ces ouvrages avaient été dimensionnés en fonction d'une crue de projet correspondant à une période de retour de quelques milliers d'années pour les grands ouvrages, généralement de 2 à 1000 ans pour les ouvrages de faibles dimensions.

Le taux de rupture ne paraît pas varier beaucoup en fonction de la hauteur des ouvrages, et si y a eu un peu plus d'une rupture en moyenne pour 1.000 barrages, il y a eu 2 ruptures de barrages de plus de 60m pour environ 500 ouvrages, mais aucune rupture parmi les 150 ouvrages dépassant 100m. Le taux de rupture paraît augmenter fortement en fonction de l'importance du réservoir, car les réservoirs de plus de 10 millions de m^3 représente un tiers des ouvrages mais ruptures

Il en est de même des ouvrages vannés qui ne représentent que le quart des ouvrages représentent plus de la moitié des ruptures, les ouvrages vannés correspondent essentiellement d'ailleurs aux débits importants, c'est-à-dire aux grands bassins versants.

Le taux de rupture des ouvrages importants notamment s'ils sont vannés, est donc supérieur à 10^{-4} et atteint $2 \cdot 10^{-4}$ si l'on ne tient pas compte des Etats-Unis, du même ordre de grandeur que les crues de projet de ces ouvrages, soit pour beaucoup d'entre eux un risque très supérieur à celui que l'on préconise pour un ouvrage équivalent.

Par contre, on enregistre un taux de rupture faible sur les nombreux ouvrages non vannés situés sur des bassins versants de moins de 100 km^2 , alors que les crues de projet correspondantes ont généralement des périodes des retour inférieures à 1000 ans, pour beaucoup de ces ouvrages la probabilité de rupture paraît même inférieure à ce que l'on préconise pour un ouvrage neuf équivalent.

Beaucoup d'ouvrages projetés depuis 1950 ont été dimensionnés sur la base d'une crue de projet par rapport à laquelle la revanche ou le stockage ménagent une certaine marge de sécurité. D'après les statistiques de rupture, cette marge, en moyenne très importante pour des ouvrages non vannés situés sur des bassins versants modérés, semble par contre faible pour beaucoup de grands ouvrages, surtout s'ils sont vannés.

Les tableaux suivants donnent la liste des principaux barrages ayant souffert de désordres à travers le monde avant 1950 et après pour les deux principaux types de barrages.

4- Exemple de rupture des barrages dans le monde :

Barrages Poids (béton ou maçonnerie)

Pour la hauteur inférieure à 30 m on a 11 ruptures constatées sur 400 barrages construits avant 1930, et une rupture enregistrée sur 1500 barrages construits après 1930. Pour la hauteur supérieure à 30 m on a 11 ruptures constatées sur 350 barrages construits avant 1930, aucune rupture enregistrée sur 1500 barrages construits après 1930.

Rupture au premier remplissage[2]

Nom de barrage	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume de retenue (hm ³)	Commentaires	Nombre de victime
Austin I	USA	1893	1893	18	330	/	Maconnerie	?
Bayless	USA	1911	1909	16	160	1.3	béton	80
Granadillar	Espagne	1934	1930	22	170	0.1	Maconnerie	8
Puentes	Espagne	1802	1791	69	291	13	Maconnerie	600
Cheurfas	Algérie	1885	1884	42	/	17	Maconnerie	10
Elwaha River	USA	1912	1912	33	135	9	Maconnerie	0
Kundli	Inde	1925	1924	45	160	1.3	Maconnerie	?
Stfrancis	USA	1928	1926	62	213	47	béton	450

Rupture en service:

Nom de barrage	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume de retenue (hm ³)	Commentaires	Nombre de victime
Sig	Algérie	1885	1858	21	/	3	Rupture du barrage amont	10
Bouzey	France	1895	1880	22	520	7	Maconnerie	100
Angels	USA	1895	-	15	120	/	Maconnerie	1
Elmalai	Turkie	1916	1893	23	298	1.7	Maconnerie - Rupture par crue	?
Tigra	Inde	1917	1917	25	1340	124	Maconnerie - Rupture par crue	1000
Elguiau(W)	GB	1925	1908	12	1000	4	béton	10
Zerbino	Italie	1935	1924	16	70	10	-béton - Rupture par crue	100
Pagara	Inde	1943	1927	27	1440	100	Maconnerie - Rupture par crue	?
Chikkahole	Inde	1972	1966	30	670	11	Maconnerie - Rupture par crue	?
Fergoug I	Algérie	1881	1871	33	300	30	Maconnerie - Rupture par	200

							crue	
Fergoug II	Algérie	1927	1885	43	300	30	Maconnerie - Rupture par crue	0
Mohne(war) (X)	Allema-gne	1943	1913	40	/	134	Maconnerie	1200
Eder (war) (X)	Allema-gne	1943	1914	48	400	200	Maconnerie	100?
Xuriguera	Espagne	1944	1902	42	165	1.1	Maconnerie - Rupture par crue	7
Khadakwasla	Inde	1961	1879	33	1400	137	Rupture du barrage amont	1000

Barrages voûtes

Rupture au premier remplissage

Nom de barrage	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume de retenue (hm ³)	Comme-ntaires	Nombre de Victim
Vaughn Creek	USA	1926	1926	19	95	?	/	/
Malpasset	France	1959	1954	66	222	47	/	420

Rupture en service:

Nom de barrage	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume de retenue (hm ³)	Comme-ntaires	Nombre de Victim
Rutte(X)	Italie	1965	1952	15	/	0.3	Voûtes multiple	-
Iguazú	Espagne	1987	1958	20	70	0.1	Voûtes multiple	7

Barrage en remblai

Rupture par submersion pendant la construction: avec H: la hauteur de l'eau lors de la rupture.

1-Pour $H < 30\text{m}$: on a 2000 barrages construits avant 1930, et 7000 barrages construits après 1930.[<http://www.legifrance.gouv.fr>]

Nom de barrage	Pays	Année de rupture	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume de retenue (hm^3)	Commentaires	Nombre de victime
Owen	USA	1915	17	247	60	terre	/
Blyderiver	Sud-africain	1924	21	340	2.2	terre	/
Paris(X)	USA	1930	17	/	/	/	/
Cheoha Creek (X)	USA	1970	28	/	11	/	/
Elansdrift	Sud-africain	1975	28	600	3.2	Terre	10

2-Pour $H > 30\text{m}$: On a 150 barrages construits avant 1930, et 2800 barrages construits après 1930.

Nom de barrage	Pays	Année de rupture	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume de retenue (hm^3)	Commentaires	Nombre de Victim
Panchet	Inde	1961	51	740	214	terre	1000
Sempor	Indonésie	1967	60	228	56	enrochement	200
S .Tomas	philippine	1976	43	/	/	/	80
Little field (X)	USA	1929	37	91	/	enrochement	/
H a n s Strydom (c)	Sud-africain	1980	57	525	150	/	/
Xonaxa	Sud-africain	1974	48	300	158	t e r r e Enrochement	/
Odiel	Espagne	1970	65	530	68	/	/

Rupture en service par submersion

Nom de barrage	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume de retenue (hm ³)	Commentaires	Nbr de victimes
Torside	GB	1855	1854	31	270	6.7	Terre défaillance de déversoir	/
Sales de Oliveria	Brésil	1977	1958	40	660	25	Terre Rupture de barrage amont	/
Tous	Espagne	1982	1980	77	780	50	Enrochement Non fonctionnent des vannes	20
Rincon(X)	Paraguay	1959	1945	50	1100	9000	/	/
Machu	Inde	1979	1972	26	3900	101	Terre Non fonctionnent des vannes	2000

Rupture au premier remplissage par érosion interne

Nom de barrage	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume de retenue (hm ³)	Commentaires	Nombre de victimes
Dale	GB	1863	1863	29	380	3.2	enrochement	230
Mena	chile	1885	1888	17	200	0.1	Terre	100
Battle River	Canada	1956	1956	14	550	15	enrochement	/
Littel Deer Creek	USA	1963	1962	26	110	1.8	Terre	1
Jennings Creek	USA	1964	1960	17	110	0.3	enrochement	/
Kedar Nala	Inde	1964	1964	20	/	17	Terre	/
Sheep Creek	USA	1970	1969	18	330	1.4	Terre	/
Manivali	Inde	1976	1975	18	330	1.4	Enrochement	/
Mafeteng	Lesotho	1988	1988	23	500	?	enrichment t	/

Rupture en service par érosion interne

Nom de barrage	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume de retenue (hm ³)	Commentaires	Nombre de victimes
Caulk Lake	USA	1973	1950	20	134	0.7	Terre	/
Weatland	USA	1973	1960	13	2000	11	/	/
Embalse	Chile	1984	1979	42	220	60	Terre	00
Ruahihhi	New Zealand	1981	1981	32	67000	31	Enrochement	/
Ghattara	Libye	1977	1972	38	217	5.5	Terre	00
Quail Creek	USA	1988	1984	24	610	50	Terre	00
Kantale	Srilanka	1986	1989	27	2500	135	Terre	127
Hinds Lake	Canada	1982	1980	12	5200	7500	Terre	00
Walter Bouldin	USA	1975	1967	51	2268	/	Terre	00

[Hydro coop Publications]

**Figure 7:** rupture d un barrage en Béton

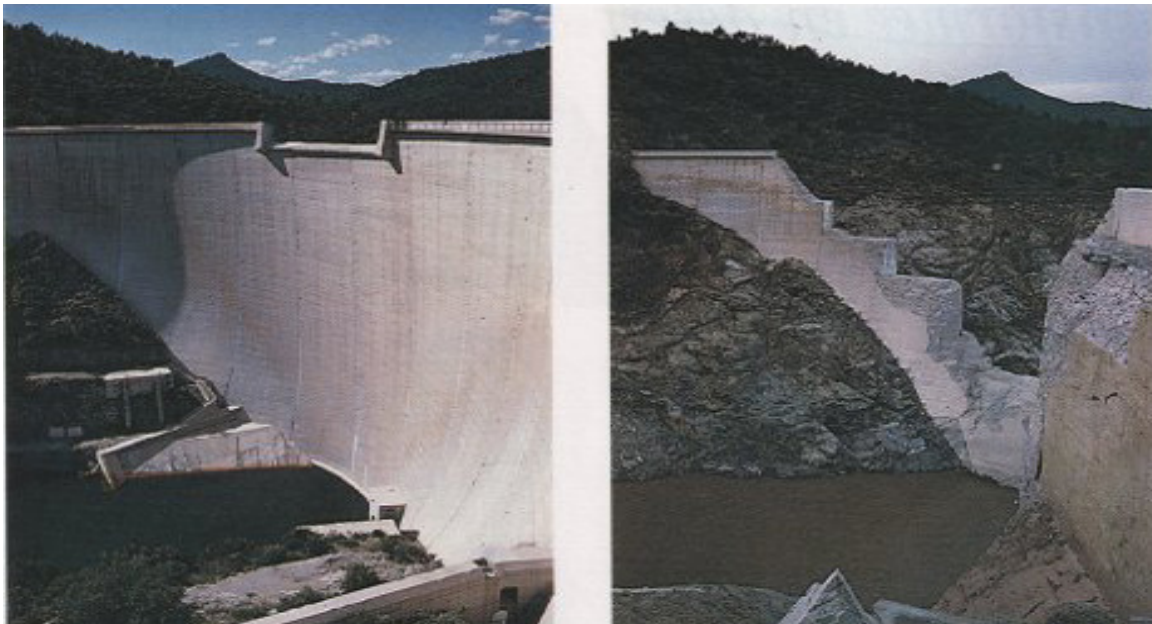


Figure 8 : rupture du barrage Malpasset

Conclusion

La surveillance et l'entretien font partie des actions importantes à mener pour garantir la sécurité des ouvrages et par conséquent celle de la population. Ils doivent permettre de mettre rapidement en évidence un fait anormal, voir un événement extraordinaire.

Il appartient donc à l'exploitant d'exécuter des contrôles et des mesures d'auscultation nécessaires pour juger de l'état et du comportement de l'ouvrage d'accumulation.

Quant au contrôle du comportement, il permet de s'assurer, par la mesure de paramètres significatifs, d'un comportement conforme. Dans le cas contraire, il sera nécessaire d'envisager des mesures complémentaires techniques ou d'exploitation

CHAPITRE III

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1-SITUATION DU SITE DE BARRAGE

Le site du barrage de Harreza se trouve à 36°07'sud 36°12 nord et 2°00'ouest 2°15'East à 15 km au Sud-ouest de la villa d'El-Khémis, sur l'oued Harreza,- qui est un affluent rive gauche de l'oued Chélif.

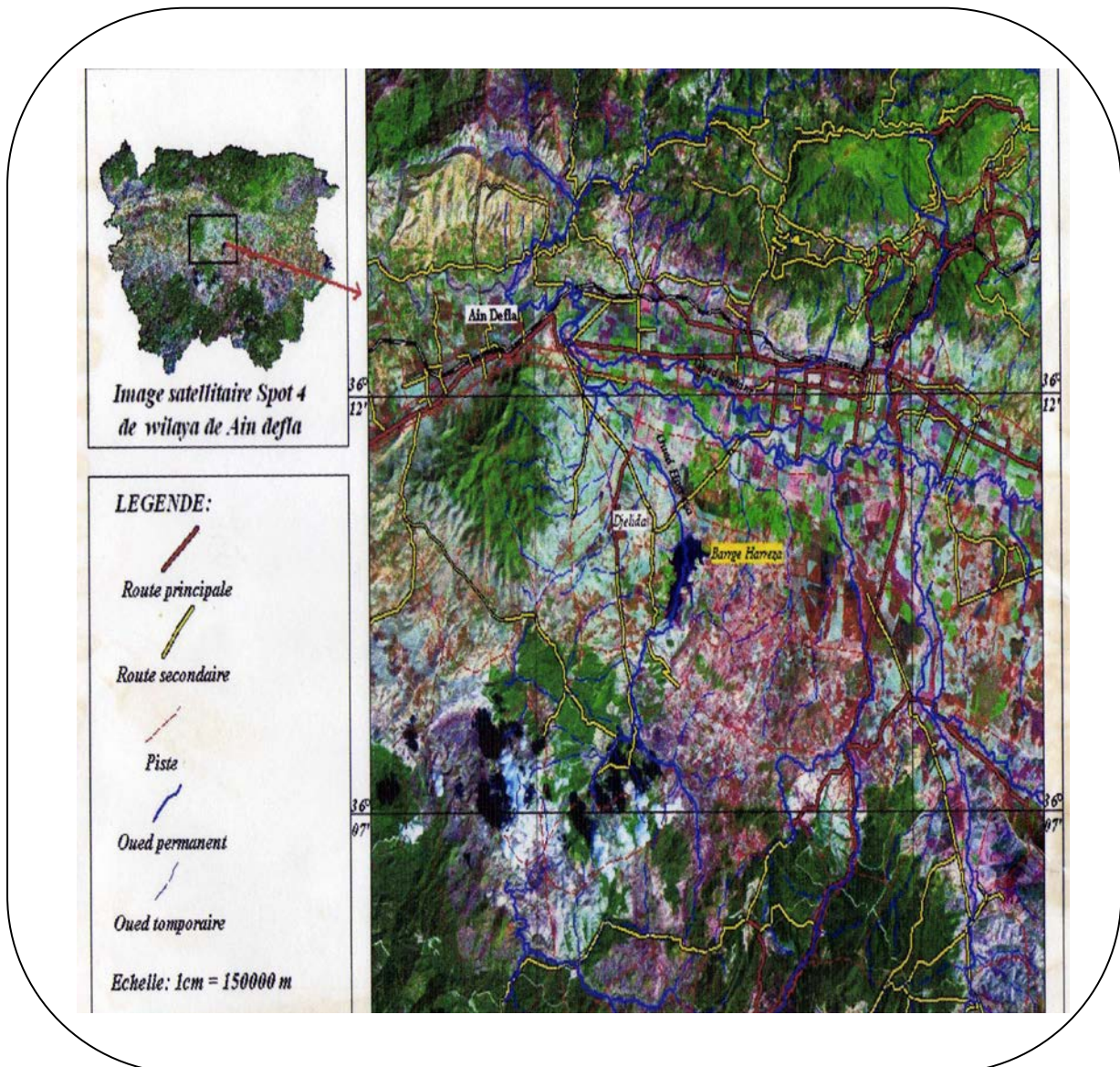


Figure.9 : Situation de la zone d'étude [14]

2 -HISTORIQUE DU BARRAGE

2.1. Construction

Pour l'oued Harreza, la première étude hydrologique a été réalisée en 1970 dans le cadre de l'étude préliminaire pour un barrage sur l'oued. Cette étude a fait l'objet de remarques et de commentaires de la part de la Direction des Etudes de Milieu et de la Recherche Hydraulique (DEMRH) en 1972 ; Les rapports géologique et géotechnique du site, basés sur des expertises et des reconnaissances des formations géologiques par sondages et sur des résultats des essais effectués sur ' des échantillons extraits d'une part des sondages, ont été élaborés en 1974 et 1975. L'avant-projet a été conclu en 1976. La construction du barrage et de ses ouvrages annexes a été effectuée de 1978 à 1984.

2.2. Caractéristiques du bassin versant

Au site du barrage, la nature hétérogène des terrains de fondation et leurs qualités médiocres, la présence de matériaux adéquats à proximité immédiate du site et le profil très étendu de la vallée ont conduit à choisir comme type de barrage une digue homogène en limons argileux, avec un filtre vertical au centre et des veines filtrantes débouchant au pied du parement aval. Sa longueur de couronnement est de 1787 m et son volume total atteint 4.10^6m^3 .

La digue de col en rive droite, qui a une longueur de 275 m, est d'une conception similaire à celle de la digue principale.

La dérivation provisoire a été réalisée en première étape par un canal dans le lit corrigé de l'oued. Le canal a été dimensionné pour un débit de $270 \text{ m}^3/\text{s}$, qui correspond à une crue avec une période de retour de 20 ans. En seconde étape, la fonction de dérivation provisoire a été assurée par la vidange de fond.

Le tunnel de la vidange de fond, prévu dans l'avant-projet détaillé, a été remplacé par une galerie à ciel ouvert, revêtue en béton, située sur la rive droite. La galerie, à section circulaire de 3,3m de diamètre

A l'emplacement du site du barrage de Harreza, qui est un affluent rive gauche de l'oued Chélif, le bassin versant est de 142 km^2 , ayant une forme arrondie. La longueur de l'oued jusqu'au site du barrage excède seulement légèrement la largeur maximum du bassin.

L'altitude moyenne du bassin .est de 450 m et sa plus grande partie (98%) à une altitude inférieure à 650 m. [14]

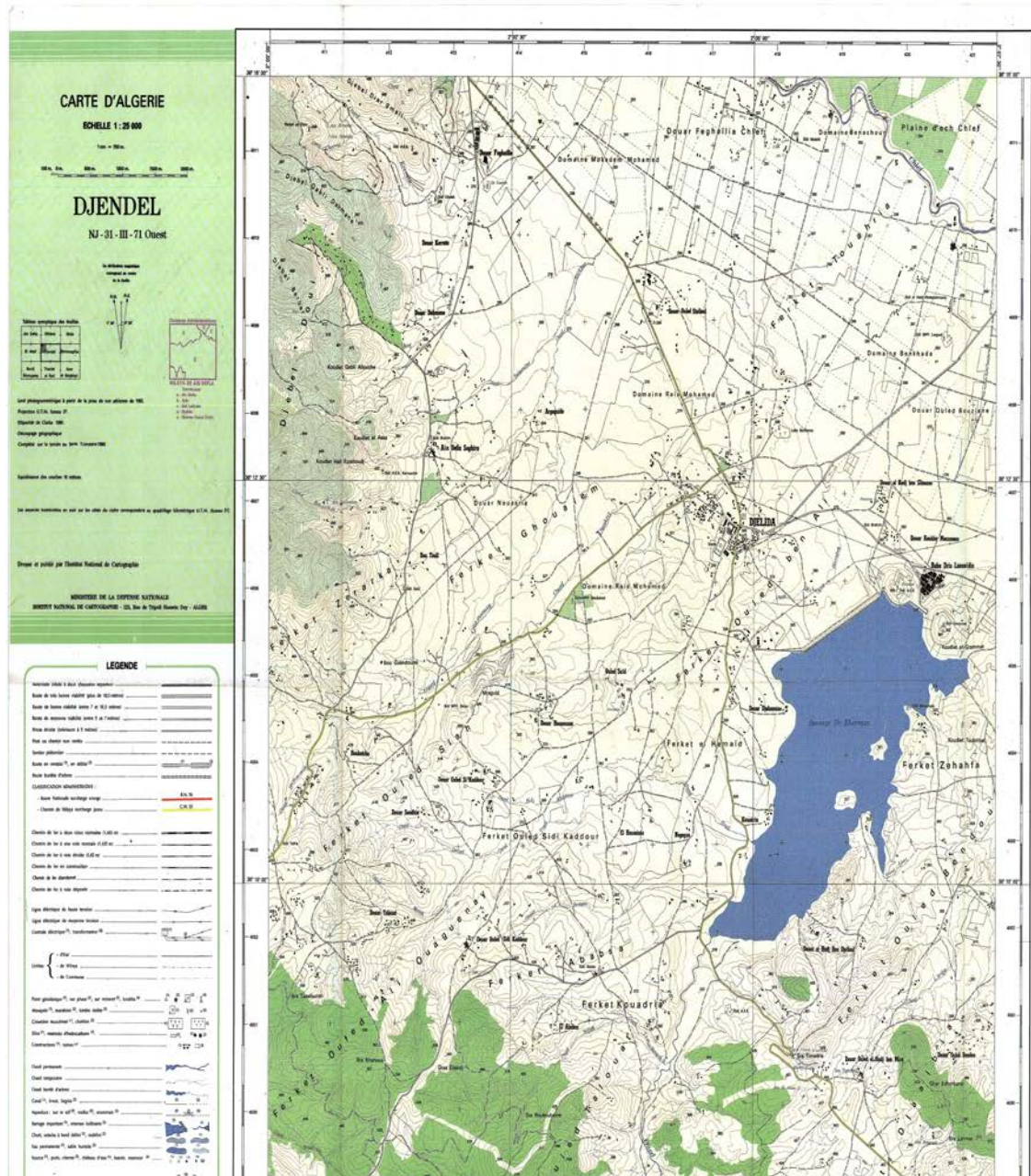


Figure.10: Bassin versant [15]

2.3. Pluviométrie

En Algérie, la hauteur moyenne des pluies annuelles varie de l'Ouest à l'Est, la variation étant plus nette pour la zone littorale: 400 mm dans les basses plaines d'Ouest à plus de 1000 mm sur le littoral constantinois, en passant par la région algéroise, qui, faisant transition entre ces deux extrêmes, reçoit environ 800 mm.

2.4 Apports de l'oued Harreza

Les apports sont fournis pour la plupart pendant les mois de janvier à avril. L'apport total du bassin versant, estimé en moyenne voisin de $7,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ ou $0,24 \text{ m}^3/\text{s}$ en chiffres ronds, est affecté d'une très forte irrégularité interannuelle.

D'entente avec l'administration, les caractéristiques des crues retenues pour le dimensionnement définitif des ouvrages sont les suivantes:

Tableau n°1 : les apports du barrage pour différente période

Période de retour (années)	Débit de pointe (m^3/s)	Volume (10^6 m^3)
10	240	8,4
20	270	9,5
100	380	13,6
5000	800	28,5

Les calculs hydrauliques, de la dérivation provisoire et de l'évacuateur de crues, ont été effectués pour les débits de pointe de $270 \text{ m}^3/\text{s}$ et $800 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivement.

2.5. Transfert d'apports de l'oued Cheliff

L'apport moyen annuel pompé de l'oued Cheliff est évalué en $23,3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Il sera obtenu par pompage continu à la station de pompage d'El Khémis II pendant 6 mois et pour un débit nominal de $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Le volume régularisé qui par la retenue de Harreza est garanti à 100% pour 8 années sur 10 est d'environ 23 Hm^3 .

3 -GEOLOGIE

3.1. Etudes Géologiques :

Les études géologiques ont été approfondies à la phase d'exécution des ouvrages de l'aménagement, puisque à la suite d'une proposition du Bureau d'Etudes il a été effectué un programme d'études complémentaires pour permettre de mieux fonder les décisions sur les solutions plus efficaces et plus économiques pour le traitement de la fondation et pour les ouvrages annexes, notamment pour la galerie de vidange de fond et l'évacuateur de crues.

Mémoire de projet de fin d'étude

Le programme a compris 15 sondages, plusieurs tranchées et puits et aussi des essais "in situ", soit dans la fondation du barrage et des ouvrages annexes soit dans les zones d'emprunt.

3.2. Géologie de la Cuvette

Les conditions géologiques de fondation de l'ouvrage de retenue présentent une hétérogénéité relative, en rive droite, puisqu'un peu de conglomérats du Miocène est -trouvé en bordure de la terrasse actuelle.

Les matériaux qui ont été utilisés pour la construction de la digue sont des limons argileux de la basse terrasse existant

s dans la zone de la cuvette sur une bande qui se développe tout au long du lit de l'oued.

3.3. Hydrogéologie

D'abord, les sondages et les puits de reconnaissance et après les excavations effectuées à droite du site du barrage et dans les zones d'emprunt en amont de la digue ont repéré la nappe phréatique à une profondeur moyenne de l'ordre de 5 m dans la terrasse alluviale.

4. DESCRIPTION DE L'AMENAGEMENT:

4.1 Corps du Barrage :

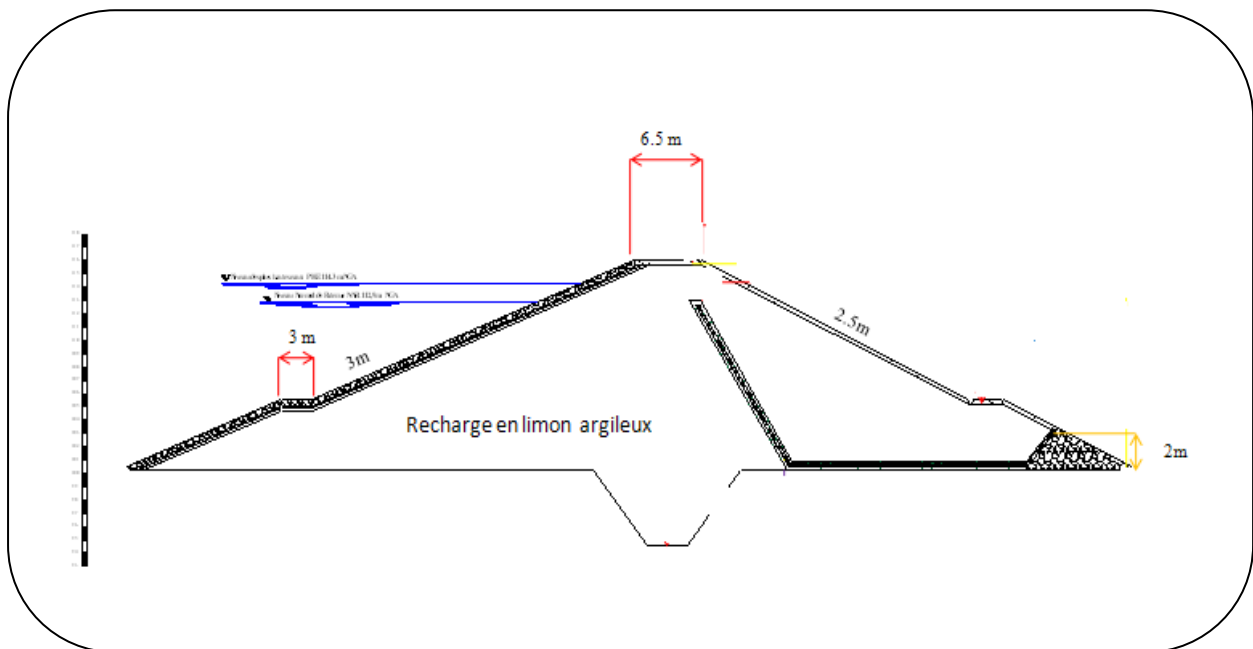


Figure 11 : Corps du barrage

Type du Barrage homogène en limons argileux, avec un filtre vertical au centre et l'écoulement vers l'aval des débits recueillis dans le filtre par deux veines filtrantes.

Cote du couronnement: 317 m (tenant compte des tassements dans la verticale du couronnement, après la construction il y a été introduit une surélévation avec la valeur maximum de 0,30 m).

Cote du niveau maximum de la retenue: 314,9 m.

Cote de la retenue normale : 313 m.

Longueur du couronnement: 1 787 m.

Largeur du couronnement: 11 m.

Cote de la risberge amont: 294 m.

Largeur de la risberge amont: 25 m.

Cote de la risberge aval: 306 m.

Largeur de la risberge aval: 32,5 m.

Pente du parement amont: 1:3.

Pente du parement aval: 1:2,5.

Hauteur maximum 41 m.

Empattement maximum: 294 m.

Volume total approximatif: 4,0 millions de m³, dont :

Remblais en limons argileux: $3,6 \times 10^6 \text{ m}^3$

Filtres : $0,25 \times 10^6 \text{ m}^3$

Enrochements : $0,15 \times 10^6 \text{ m}^3$.

4.2 -Digue auxiliaire :

- **Tableaux 2 : caractéristique générale de la digue auxiliaire :**

Cote du filtre central	313m
Cote du couronnement	317m
Longueur du couronnement	278m
Pente du parement amont	5m
Largeur du couronnement	1/3
Pente du parement aval	1/2.5
Hauteur maximum	10m
Empattement maximum	60m

4.3- Ouvrages Annexes

1-Vidange du fond

Galerie de vidange de fond (précédemment utilisée en dérivation provisoire) en rive droite:

Diamètre: 3,30 m.

Longueur: = 200 m.

Pente de la galerie: 0,027

Cote du canal d'accès à la galerie: 282 m.

Section d'entrée (dans la zone d'entrée située sous la tour de prise): 2,20 m x 3,33 m.

Dimensions du bassin d'amortissement (situé à l'aval de la transition de la section circulaire vers la section rectangulaire): 6 m (largeur) x 14 m (longueur); Cote du radier horizontal du bassin d'amortissement: 272,50 m

Hauteur des bajoyers du bassin d'amortissement: 7,50 m.

Section transversale du canal (en aval du bassin d'amortissement) de liaison avec le canal de fuite des eaux déversées par l'évacuateur de crues :

Largeur: 6,00 m

Talus à 1:2.

Débit maximum (sous RN = 313): 47,5 m.

2-Système de prise d'eau :

- Hauteur de la tour de prise d'eau (entre la base de la semelle et la toiture de la tour): 49,05 m.
- Rayon théorique du contour polygonal de la semelle en béton armé: 13 m.
- Epaisseur de la semelle: 2,00 m.
- Cote de la base de la semelle: 280,00 m
- Cote des seuils des puits de prise:
 - Prise d'eau inférieure: 292 m
 - Prise d'eau supérieure: 305 m.
- Section extérieure de la tour de prise (section rectangulaire avec les coins coupés): 13,40 m x 9,80 m.
- Section rectangulaire du puits vertical d'écoulement du débit de prise: 1,30 m x 6,70 m (max).
- Débit de prise (réglage par la station de pompage): 4 m-Vs.
- Cote de l'accès à la tour pour la passerelle: 317,00 m.
- Cote de la toiture de la tour: 329,05 m.

3-Evacuateur de crues :

-Type:

Evacuateur constitué essentiellement par un seuil en labyrinthe, un coursier et un bassin d'amortissement. Le seuil déversant est du type WES.

Cote du fond horizontal du canal d'accès: 309,50 m.

Cote de la crête du seuil déversant: 313 m.

Longueur totale du seuil déversant en labyrinthe: 90 m.

Débit maximum : 350 m³/s

Distance de l'axe du barrage jusqu'au bassin d'amortissement: 244,56 m.

Distance entre les mures bajoyers parallèles au coursier: 15 m.

Mémoire de projet de fin d'étude

-Longueur du bassin d'amortissement: 20 m.

-Section transversale du canal de fuite (liaison avec l'oued pour les eaux déversées par la vidange de fond et l'évacuateur de crues) :



Figure 11 : évacuateur de crues [14]

4-Dérivation Provisoire

Pour obtenir, dans une première étape, la protection du chantier contre les crues il y a été construit un canal de dérivation provisoire (largeur du plafond = 20 m; hauteur d'eau correspondante au débit maximum = 2,5 m; revanche = 0,5 m; pente des talus = 1:2) pour la crue vingtennale. Les excavations pour l'ouverture du canal ont été commencées au mois de septembre 1979 et terminées au mois de janvier 1980, sauf en ce qui concerne le caniveau prévu à la base de la section, lequel, par des difficultés d'exécution pendant l'hiver, a été réalisé seulement en période estivale de 1980. Le volume excavé a été de l'ordre de 72 000 m³, tous les matériaux appartenant aux classes A et B (terrains meubles et terrains compacts, ne nécessitant pas l'emploi d'explosifs pour être excavés).

Après que la cote 292 m ait été atteinte par la mise en œuvre du remblai de la partie amont de la digue et par les bétonnages de la tour de prise, la fonction de dérivation des eaux a été assurée, dans une deuxième phase, par la galerie de vidange de fond.

Pour cette étape de la dérivation un pré batardeau ainsi qu'un canal d'accès à l'entrée de la galerie ont été exécutés.

Les excavations le long de la galerie de vidange ont été commencées au mois de janvier 1980. Le bétonnage de la galerie a été entamé au mois d'octobre 1980 et le dernier tronçon a été bétonné au mois de septembre 1981.

Le 3 octobre 1981, bien que certains travaux n'eussent pas fini au total, l'Administration, tenant compte de la situation existante et que la période pluviale s'approchait, a donné à l'Entrepreneur feu vert pour la dérivation des débits de l'oued par la galerie de vidange.



Figure 12: pris d'eau [14]

Conclusion :

L'ouvrage retenu est tout à fait adapté à une fondation hétérogène puisqu'il peut subir des déformations plus importantes que celles que l'on peut attendre ici des hétérogénéités du massif dolérites et des alluvions.

Par cette présentation de la zone d'étude de oued herraza et des données disponibles, nous avons balisé le terrain pour la prochaine étape de notre travail qui est l'application étude de l'onde de rupture du barrage de harreza wilaya Ain defla .

CHAPITRE III :

COMPOTEMENT DES BARRGES SOUS L'EFFET DES
SOLLICITATIONS SISMQUES

Introduction

Les barrages en terre sont des structures de technologie qui sont employées pour beaucoup de buts tels que l'irrigation, la lutte contre les inondations, la production d'électricité et le stockage de l'eau. Cependant, l'endommagement d'un barrage en terre peut causer des dommages économiques et aussi des pertes de vies humaines. Outre les inondations, les séismes sont les phénomènes naturels majeurs qui causent de telles catastrophes. Pendant les dernières décennies, un effort considérable a été mis sur l'analyse de la réponse dynamique des barrages en terre et de leur sûreté contre les séismes. Des techniques analytiques et numériques pour évaluer la réponse des barrages en terre soumis aux secousses sismiques ont été développées. Par exemple, une des techniques analytiques existantes suppose toujours l'uniforme distribution de l'effort de cisaillement (console en cisaillement), avec un comportement élastique dans un seul sens dans la plupart des cas et celui de la réponse de déformation horizontale de cisaillement. Ainsi, pour ces raisons simplificatrices, ce type d'analyses de la réponse dynamique a beaucoup de limitations et ne peut être employé pour examiner la nature de la distribution des efforts dans un barrage en terre dû au mouvement de sol longitudinal ou vertical. En outre, la méthode des éléments finis tridimensionnel ou celle des différences finies serait plus efficace mais plus coûteuse.

Bien que les études du mouvement amont/aval d'un barrage en terre soient les plus importantes pour la conception parasismique, le problème de la vibration longitudinale des barrages en terre est également significatif pour la sûreté du barrage.

Plusieurs méthodes et programmes numériques pour l'étude des réponses dynamiques des barrages en terre et les dépôts de sol, sous sollicitations sismiques, existent. Des études comparatives entre différentes procédures sont présentes dans la littérature. **Ashok et al. (1985) [3]** ont étudié et analysé la réponse du barrage de Bradbury en utilisant les enregistrements recueillis sur ce barrage lors du séisme de Santa Barbara aux Etats-Unis d'Amérique du 13 Août 1978 en comparant les résultats obtenus par deux modèles géométriques. L'un des deux est un modèle unidimensionnel où l'étendue horizontale est supposée infinie et l'autre modèle est bidimensionnel en éléments finis.

1. Accidents liés à des séismes :

Les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. Les tableaux ci-joints extraits de publications de la Commission internationale des grands barrages (CIGB) montrent que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai. On retient surtout la rupture très étudiée du barrage en remblai de San-Fernando le 9 février 1971 [3]

Lors d'un récent séisme en Californie, le barrage voûte de Pacoima a été soumis à une sollicitation sismique très élevée. Il n'est pas impossible que la rupture du barrage ait été évitée grâce à un niveau bas de la retenue.

Des accidents plus graves, avec rupture complète, se sont produits sur des remblais de stériles lors des séismes, notamment au Chili. Toutefois la technique de montée de ces remblais est une technique minière par voie humide, complètement différente de la technique de génie civil de construction des barrages en terre.

Enfin, on peut noter que certaines secousses sismiques peuvent être imputées à la présence des barrages eux-mêmes (plus exactement au poids de l'eau contenu dans le réservoir). Cet effet n'est constaté que pour des aménagements de très grosse capacité et de grande hauteur. De plus, la retenue semble plutôt agir comme libérateur de contraintes préexistantes, la relation retenue-séisme me semble acquise pour quelques barrages, par exemple pour le barrage de Monteynard où quelques très faibles secousses ont été ressenties. Par contre, la mise en eau du barrage de Grand'Maison n'a provoqué aucune secousse.

1.1-Réglementation :

Les projets de barrages soumis à l'avis du Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB) doivent comprendre l'étude de la sismicité du site et ses conséquences sur le projet mais, or dans les orientations fournies ne précise pas les règles de calcul à adopter. Le décret 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique ne cite pas les barrages parmi les installations dites à risque spécial

Le législateur en France a promulgué par le biais du décret 92-997 du 15 septembre 1992, relatif aux plans particuliers d'intervention concernant certains aménagements hydrauliques et l'arrêté du 1^{er} décembre 1994 prévoient l'établissement par l'exploitant d'une étude de risque apparaître le risque sismique. Les études de risque seront soumises à l'avis du CTPB faisant notamment

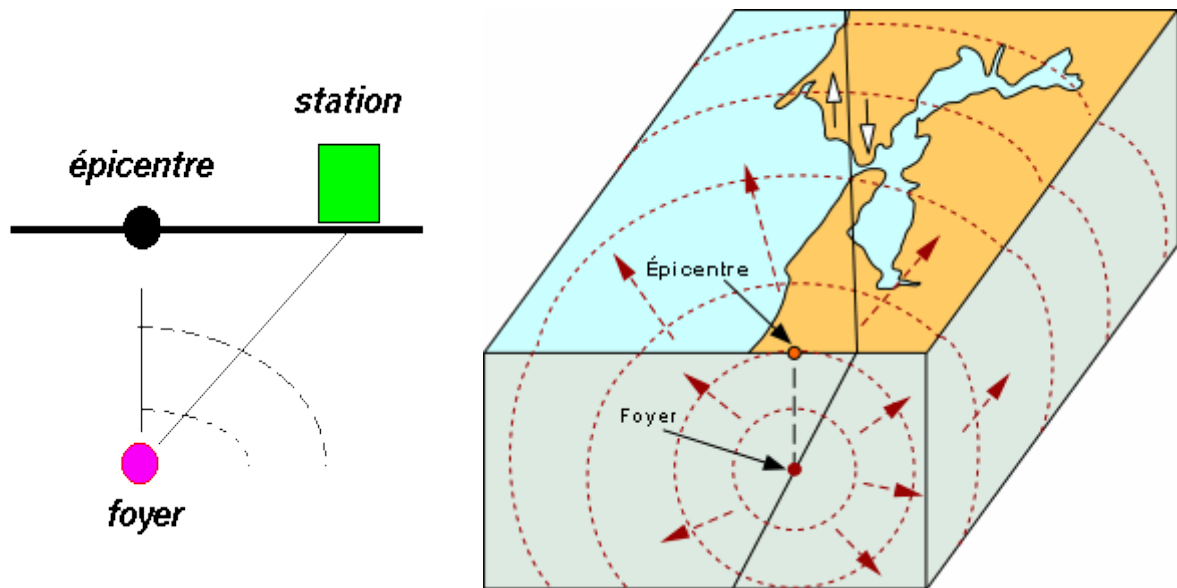


Figure 9: Source des séismes (foyer et épicentre)[6]

1. 2-Documents techniques :

Les méthodes de calcul (ou de vérification d'ouvrage existant) évoluent rapidement. Le Comité Français des Grands Barrages (CFGB) a diffusé au dernier congrès de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) à Durban en 1994, une brochure incluant les résultats des recherches françaises en la matière. On assiste à une généralisation des calculs dynamiques aux éléments finis avec prise en compte du couplage barrage-retenue.

On constate que, au moins pour le niveau de risque sismique résultats de ces nouvelles méthodes ne diffèrent pas fondamentalement de ceux trouvés avec les méthodes plus classiques (calcul pseudo-statique). La CIGB publie également des fascicules méthodologiques sur le sujet.

Un groupe de travail prépare actuellement, pour les barrages dont le ministre de l'Industrie a la responsabilité, un document méthodologique permettant d'établir une description des études de stabilité à réaliser selon le type d'ouvrage. Une classification des barrages en fonction :

- de la sismicité du site
- du risque potentiel à l'aval (représenté par la hauteur du barrage et le volume de la retenue)
- de sa sensibilité propre (type d'ouvrage, âge, comportement, ...).
- deux études particulières en fonction du type de barrage : Matemale (en terre), et Les Mesce (en béton), servant d'exemples méthodologiques. La méthodologie mise au point par ce groupe de travail devrait être utilisée dans le cadre de la préparation des plans particuliers d'interventions (PPI). [5]

1. 3-Incidences sur l'exploitation

Sur certains barrages, on a installé, lors de la construction, des sismographes. Ces appareils, généralement propriété de laboratoires de recherche, ne sont pas généralement maintenus sur le site pendant toute la phase d'exploitation.

A la suite d'un séisme, il convient :

- De réaliser une inspection visuelle des barrages
- De réaliser une auscultation immédiate et approfondie. Ceci est bien entendu beaucoup plus facile si le barrage est télé ausculté.

Pour les barrages en terre, il paraît prudent de continuer à procéder à une auscultation très fréquente pendant une à deux semaines, certaines ruptures ou amorces de rupture se produisant avec un effet retard lié à la dissipation progressive des pressions interstitielle s'il n'existe pour le moment pas de règle précisant, en fonction de la position de l'épicentre et de l'intensité du séisme, les barrages concernés et l'ampleur de leur surveillance particulière à réaliser Certaines Unités Energie d'Electricité de France ont entrepris la mise au point de " Consignes Séisme " visant à formaliser les mesures qu'il convient d'adopter en cas de tremblement de terre .[3]

-Les séismes en Algérie :

D'après la carte du foyer sismique en remarque que presque la majorité des cote nord de l'Algérie se situe dans cette zone

. On se souviendra du grand séisme dévastateur d'El Asnam en 1980 qui a fait plus de 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasienne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région.

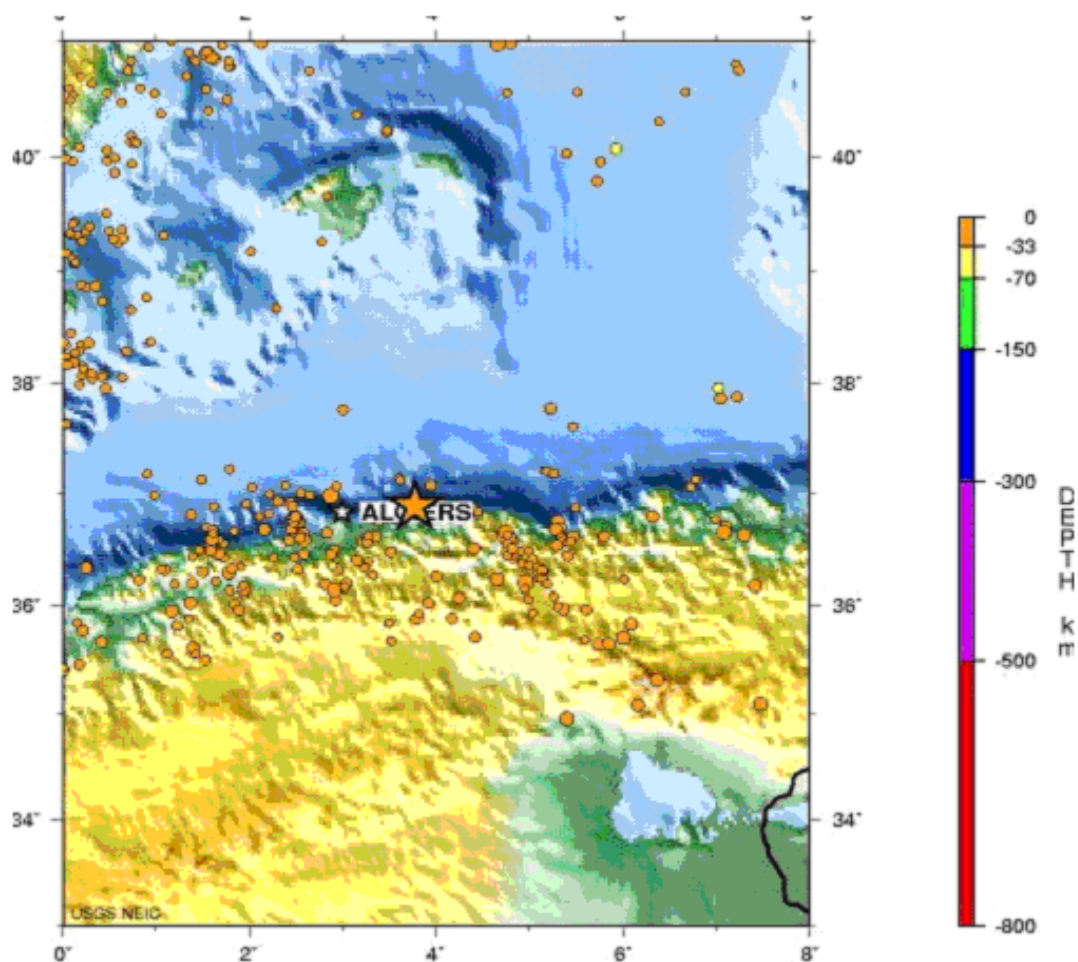


Figure 10: Carte satellite des foyers sismiques en Algérie de nord

(<http://neic.usgs.gov>)

Tableau 1 : Effet de séisme sur quelques barrages en enrochement :

Barrages	Hauteur (m)	pays	date	magnitude	Dégâts
La marques et palma	10 10	chili	1985	7.8	2barrages rompus Dégâts important
San Andreas Dam	32	USA Californie	1906	8.25	Fissure longitudinale Fissure transversale des appuis
Up per Crystal	26	USA Californie	1906	8.25	Mouvement de barrage de 2.4m
Sheffield DAM	8	USA Montana	1959	6.3	Rupture totale
Hebgen DAM	35	USA Montana	1959	7.5	Tassement du barrage
Louver San Fernando	40	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête
Up per San Fernando	24	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête
Paiho main dam	26	chine	1976	7.8	Grand glissement
Douhe dam	22	chine	1976	7.8	Fissure longitudinal
Masi way dam	25	philippines	1990	7.7	Tassement de crête

Oho DAM	37	Japon	1923	8.3	Tassement de crête
74 remblais GHatsworth	11	USA	1930	6.6	Barrages détruits
Earlsbum	6	Ecosse	1839	4.8	Rupture totale

Tableau 2 : Effet de séisme sur quelques barrages en terre

Barrages	Hauteur(m)	Pays	date	Magnitude	Dégât
Marques et la palma	10 10	chili	1985	7.8	Barrages rompus
San Andreas Dam	32	USA Californie	1906	8.25	Fissure longitudinale
Up per Crystal Springs	26	USA Californie	1906	8.28	Mur du barrage
Sheffield Dam	8	USA Montana	1959	7.5à7.8	Tassement du barrage
Hebgen Dam	35	USA Californie	1971	6.6	Au de la crête
Lowe San Fernando	40	USA Californie	1971	6.5	Tassement
Paiho mai DAM	6.6	chine	1976	7.8	Grand glissement
Doube dam	2.2	chine	1976	7.8	Grand glissement

Tableau 3: Effet de séisme sur quelques barrages en béton ou maçonnerie

Barrages	Hauteur (m)	Type	Pays	Date	Magnitude	Dégâts
Koyna	103	Pois-béton	Inde	1967	6.5	Fissures importante
Sefidrud	106	contrefort	Iran	1990	7.3	Fissures importante
Pacoima	113	voute	USA Californie	1971	6.6	Fissuration de l'appuis rive gauche
Louer Crystal springs	47	Poids incurvé	USA Californie	1906	8.3	Pas de dégâts
Black brook	29	Poids et béton	UK	1957	5.5	Déplacement de la crête
Hisngfeng kiang	105	contrefort	chine	1962	6.1	Fissures importante
Honenike	30	Voute multiples	Japon	1946	6.1	Non fissurai
Ambiesta	59	voute	Italie	1976	6.5	Pas de dégâts
shenWao	53	Poids-béton	Chine	1975	6.5	Non connue

Beaucoup de barrages sont construits à travers les fleuves qui suivent des traces de défaut. Tandis que de tels défauts ne sont pas nécessairement en activité, le potentiel pour le mouvement différentiel à travers la base de barrage doit être pris en considération. Le barrage devrait fonctionner sans le risque au public en cas de tremblement de terre. En effet, les barrages et les réservoirs ont placé urbanisée près des secteurs représentent un risque potentiel à la population descendant et la propriété en cas du dégagement non contrôlé de l'eau de réservoir due aux dommages de tremblement de terre. C'est pourquoi, la stabilité des remblais de barrage est du grand concerné aux ingénieurs géotechniques.

La méthode la plus commune employée dans la pratique en matière de technologie d'évaluer la stabilité sismique du barrage de suffisance de la terre consiste à une approche pseudo statique où l'effet de tremblement de terre sur une masse potentielle de sol est représenté au moyen de force horizontale statique équivalente égale à la masse de sol multipliée par un coefficient sismique. Cette approche est fondée sur plusieurs hypothèses simplifiées négligeant la déformabilité de sol, qui pourrait mener à mésestimation donc les effets de tremblement de terre sur des barrages. En effet, le problème de la réponse sismique et le comportement des barrages et de leurs bases, une fois formulés d'une façon générale, est complexe.

Depuis le tremblement de terre 1971 de San Fenrando en Californie (Ming et Li 2003), le progrès principal a été réalisé dans la compréhension de l'action de tremblement de terre sur des barrages. La réponse dynamique des sol-structures a suscité l'attention significative. Le progrès était principalement dû à l'élaboration des méthodes numériques pour l'analyse dynamique.[8]

Cependant, il n'est toujours pas possible de prévoir sûrement le comportement des barrages pendant le fort secousse au sol due au difficulté en modelant l'ouverture commune et la formation de fente de dans le corps de barrage, le comportement non-linéaire de la base, l'information insuffisante dessus la variation spatiale du mouvement au sol dans des barrages de voûte et d'autres facteurs.

Il devrait toujours maintenir dans l'esprit que même les meilleures méthodes analytiques ne fournissent pas l'perspicacité précise dans la conception sismique des barrages.

Selon le type et la taille du barrage, de sa exposition sismique, et d'autres facteurs tels que des conditions de normalisation, analyse numérique peut être conduit en utilisant des procédures simplifiées ou complexes.

1. 4- Mesure d'un tremblement de terre?

Nous disposons de deux échelles pour évaluer les tremblements de terre: l'échelle de Mercalli et l'échelle de Richter. Aujourd'hui, nous n'utilisons que celle de Richter, mais les séismes du passé ne peuvent être évalués que selon celle de Mercalli.

L'échelle de **Mercalli** a été développée en 1902 et modifiée en 1931. Elle indique l'intensité d'un séisme sur une échelle de I à XII. Cette intensité est déterminée par deux choses: l'ampleur des dégâts causés par un séisme et la perception qu'a eu la population du séisme. Il s'agit d'une évaluation qui fait appel à une bonne dose de subjectivité. De plus, la perception de la population et l'ampleur des dégâts vont varier en fonction de la distance à

l'épicentre. On a donc avec cette échelle, une échelle variable géographiquement. Mais, à l'époque, on ne possédait pas les moyens d'établir une échelle objective.

L'échelle de **Richter** a été instaurée en 1935. Elle nous fournit ce qu'on appelle la magnitude d'un séisme, calculée à partir de la quantité d'énergie dégagée au foyer. Elle se mesure sur une échelle logarithmique ouverte; à ce jour, le plus fort séisme a atteint 9,5 sur l'échelle de Richter (Chili). Cette fois, il s'agit d'une valeur qu'on peut qualifier d'objective: il n'y a qu'une seule valeur pour un séisme donné (**Adelin V et al, 1997**).

Tableau4 :L'échelle de Mercalli et l'échelle de Richte [9]

ECHELLE D'INTENSITE DE <u>MERCALLI</u>		MAGNITUDE A L'ECHELLE <u>RICHTER</u>
I	séisme perçu uniquement par quelques personnes dans circonstances Particulières ; détecté seulement par des instruments très sensibles.	2
II	perçu par quelques personnes au repos et se trouvant aux étages Supérieurs ; balancement d'objets suspendus.	3
III	perçu principalement par des personnes à l'intérieur des édifices. Les automobiles stationnées peuvent bouger.	4
IV	perçu par la plupart des gens à l'intérieur des édifices et par	

	Certaines à l'extérieur ; suffisant pour réveiller certaines personnes. Bruits de vaisselle, fenêtres et portes	
V	perçu par presque tout le monde ; plusieurs personnes sont réveillées. bris de vaisselle et de fenêtres ; les objets instables sont renversés.	5
VI	perçu par tout le monde ; plusieurs personnes sont effrayées et courent à l'extérieur ; quelques meubles sont déplacés ; quelques morceaux de plâtre tombent et quelques dommages aux cheminées.	6
VII	la plupart des gens paniquent et courent à l'extérieur ; dommages minimes aux constructions conçues pour les zones sismiques, de minimes à moyens chez les bonnes constructions ordinaires, importants chez les mauvaises constructions. meubles renversés.	7
VIII	dommages légers aux constructions conçues pour les zones sismiques, importants chez les bonnes constructions ordinaires avec effondrements possibles, catastrophiques chez les mauvaises	8
IX	dommages considérables aux constructions conçues pour les zones sismiques. édifices déplacés sur leurs fondations. fissurations du sol Bris des canalisations souterraines.	9
X	quelques bonnes constructions en bois et la plupart des construction en maçonnerie sont détruites. sol fortement fissuré. plusieurs glissements de terrains se produisent.	10
XI	très peu de constructions en maçonnerie restent debout ; rails tordus ; ponts détruits. larges fissures dans le sol.	11

XII destruction quasi totale. ondulations visibles à la surface du sol.	
Objets projetés dans les airs.	12

1.5-Barrage remblai avec le noyau central d'argile :

+le dix-neuvième Central siècle. Il a eu une pente ascendante de 1 dans 3 et une pente descendant de 1 dans 2,5. Le noyau d'argile a été habituellement pris vers le bas dans le fossé pour former un water stop souterrain.

Les barrages d'une terre contiennent des matériaux de différentes sortes dans différentes pièces. Le schéma 1,1 illustre le composant différent d'un barrage typique de remblai. Il se compose de noyau imperméable central qui est affectés par des zones de matériel perméable. La coquille ascendante fournit la stabilité contre des abaissments du niveau rapides de réservoir tandis que la coquille descendant agit en tant que drain pour commander la ligne de l'infiltration et fournit la stabilité au barrage pendant sa construction et exploitation. La largeur maximum du noyau imperméable est gouvernée par des critères de stabilité et d'infiltration et également par la disponibilité du matériel. Un barrage de la terre avec un noyau imperméable suffisamment épais de matériel fort avec les coquilles externes perméable peut avoir des pentes relativement plus raides de remblai limitées seulement par les caractéristiques de base et de remblai. Cependant, un barrage mince de noyau est habituellement plus économique et plus facilement construit en raison de peu de quantité de sol fin à manipuler. Les largeurs de noyau de 30 à 50% de la tête de l'eau sont habituellement proportionnées pour n'importe quel type de sol et de n'importe quelle taille de barrage tandis que les largeurs de noyau de 15 à 20% de tête de l'eau sont minces et considérées satisfaisant, si en juste proportion conçu et des sous-couches filtrantes construites sont fournies. Largeurs de noyau moins d'10% de tête de l'eau ne devrait pas être employé aussi loin que possible (G.L.Asawa, 2005).[8]

Des barrages de la terre sont construits avec d'une variété des matériaux disponibles en différente quantité et endroits dans la suffisance (Sharam Et autres 2007):

1. Zone imperméable: Dans les remblai la distribution des matériaux doit être telle Cette perméabilité et augmentations de grossièreté vers la pente externe. C'est pourquoi des sols d'argile sont employés dans la zone imperméable qui fournit l'arrêt-barrage à eau. Le matériel doit être suffisamment imperméable mais également ne doit pas consolider ou se ramollir excessivement sur la saturation par l'eau du réservoir. Pour satisfaire les critères de conception de l'impénétrabilité, basse consolidation et résistance, la densité possible maximum il est souhaitable. Du point de vue des conditions d'effort et de déformation dans la zone de noyau, des conditions plus favorables peuvent être obtenues à partir du noyau en lui donnant une certaine inclination vers le côté supérieur.

2. Zone de filtre: Elle est inutilisable pour arrêter toute l'infiltration par le barrage. En tant qu'un tel le filtre inversé est fourni aboutant l'ascendant et des pentes descendant du noyau pour rassembler l'infiltration émergeant hors du noyau et gardant de ce fait le filtre relativement sec de carter arrière est construites avec du sable et du gravier s'écoulant

librement choisis pour empêcher le déplacement des particules de sol d'fine qui constituent le noyau. La fourniture descendant est importante pour abaisser la ligne phréatique et pour empêcher le mouvement des matériaux fins.

3. Zone perméable: Les zones de perméable fournissent une coquille externe de haute résistance à donner la stabilité et protégez le noyau imperméable, les conditions hydrauliques favorables bloqués du drainage, et l'acte comme filtres entre les matériaux des tailles de grain considérablement différentes. Dans la zone perméable, différentes charges sont dirigées de sorte que le matériel soit évalué dans la grossièreté vers les pentes externes. La zone perméable intérieure fournit la stabilité contre ; soudain et soutient et protège la zone imperméable, alors que la zone perméable externe agit en tant que drain pour commander la ligne de l'infiltration.

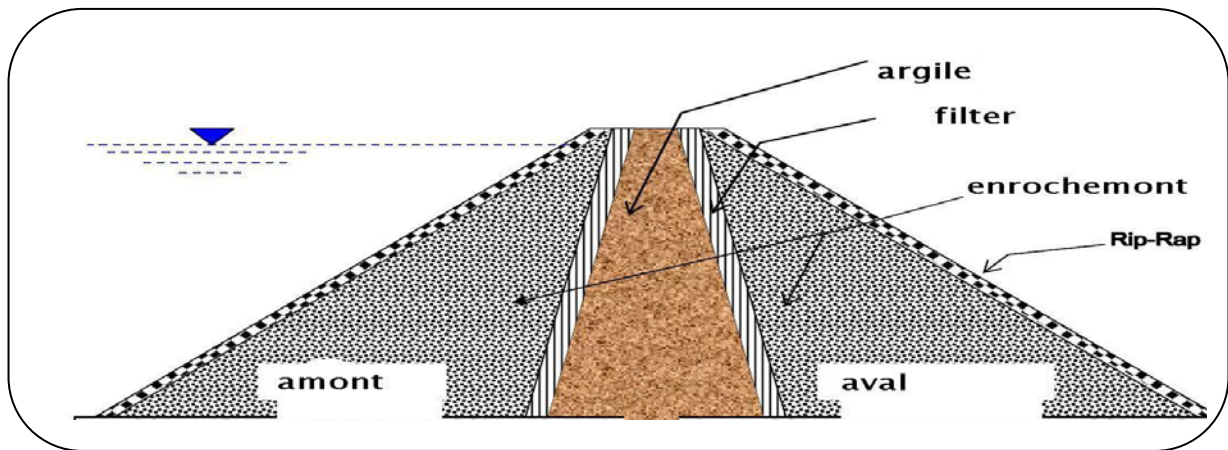


Figure 11: Coupe type d'une digue à noyau central d'argile[10]

1.6- Renseignements tirés des événements sismiques aux sites de barrages

a. Des barrages hydrauliques de suffisance se sont avérés des échecs de vulnérables dans des conditions défavorables, dans la secousse sismique produite par des forts tremblements. L'échec proche de Lower Van Norman Dam pendant le San 1971 San Fernando est les antécédents les plus célèbres parce qu'il a déclenché les méthodes modernes pour l'analyse dynamique des barrages de remblai (USCOLD 1992).

b. Pratiquement toute tenue d'allant compacte bien construite de remblai modérée tremblement de terre secouant, avec des accélérations maximales de 0.2g et plus, sans des effets néfastes.

c. Les barrages construits avec du sol d'argile sur des fondements d'argile ou de roche ont résisté à la secousse extrêmement forte, s'étendant de 0,35 à 0.8g, de tremblement de terre de magnitude 8,25 sans des dommages apparents. Cette conclusion est basée sur les tests d'exécution de 33 barrages de remblai qui ont été secoués pendant le tremblement de terre 1986 FSEncisco. Ces barrages s'étendent dans la taille de 15 à 140 pieds, et facetté au-Mémoire de projet de fin d'étude

dessous de 37 milles (60km) du défaut de San Andreas. Presque un demi- (16) étaient placés en dedans 5 milles (8km) du défaut causatif. Les explorations effectuées dans les observations d'esprit des piézomètres indiquent que qui puddle les noyaux dans une partie du plus haut ont pu avoir gardé les pentes descendant de l'saturation. Exécution des barrages en remblais dans 43 tremblements de terre suivants à la publication de graine (graine et al) 1978 également étés bons, excepté quand la liquéfaction ou les circonstances peu communes ont été envole.

d. Deux barrages ont résisté à des secousses fortes modérément sans des dommages significatifs. Si le barrage est gardé au sec par les moyens d' revêtements improvisons, ils devraient pouvoir résister à des déformations de secousse extrêmement fortes avec seulement la petite déformation. La secousse la plus forte à ce que le barrage en béton (CFR soumis est autour de 0.2g. Dans les secteurs de la secousse sismique modérée, la basse de barrages de CFR construite avec des pentes de l'ordre de l'analyse 1H:1.3v. Analyse des barrages sous l'exposition de ces conditions que le barrage devrait avoir dessus

Niveau acceptable d'exécution sismique. Quand le tremblement de terre est aussi haut que la grandeur 7,5 et capable de produire une accélération maximal de 0.5g, la pente souhaitable est sur l'ordre de 1H:1.65v (analyse emplacement-spécifique de Seed et autres 1985) cependant devraient toujours être exécutés pour les structures critiques.

Le barrage de Matahina, Nouvelle-Zélande a été secoué et tremblement de terre de déformait en 1987 Edgecumbe (M6.7) et la réponse dynamique et les déplacement ont été enregistrés par instrumentation étendue (Finn et autres 1994). Un code machine fini d'élément de canalisation verticale, TARA-3 (Finn et autres 1986), a été utilisé à l'exécution de simulation du barrage de Matahina, en utilisant le laboratoire de pro péties de technologie soigneusement par le laboratoire et le faisant un essai pratique. Les déformations étaient généralement petites (moins de 0.5:0, les résultats de cette étude a amplifié la confiance des ingénieurs géotechniques au comportement de tremblement de terre d'évaluation d'analytique de barrages de remblai pour des événements plus forts.

Pour récapituler, l'expérience a prouvé que les barrages roulés-fil bien-compacts et imperméables sont résistants aux forces de tremblement de terre, si construis sur des bases de roche ou de terrains de recouvrement résistantes à la liquéfaction. Le le même est vrai des barrages bien-vidangés et compacts des barrages vidés avec le noyaux, bien que il est imperméable a une certaine déformation extérieure peut être prévu sur les pentes raides. Revêtements de membrane (par exemple, concret) ont exécuté bien sous la secousse forte; cependant, on peut prévoir le déplacement permanent ou fendre des revêtements qui peuvent exiger suivre de remédiassions de l'événement sismique. Les remblais à basse densité construits de bas sols granulaires de plasticité, de suffisances particulièrement hydrauliques ou semi hydraulique, sont fortement susceptibles des

dommages de tremblement dus au potentiel pour la liquéfaction. Les barrages existants qui ont été des bases de fondation construits des matériaux cohérents de faible densité formés dans le layre continu peuvent être sujets à des déformations excessives pendant l'événement sismique dû à la liquéfaction.

1.7 -Classification :

Selon l'**annexe 1** (voir aussi tableau 4 ci-dessous), l'ouvrage entre dans la classe I

(H = 41m)

Tableau 4 : Classes de barrages selon OFEG

CLASSE	DESCRIPTION	CRITÈRES
I	Ouvrages soumis à un examen approfondi de la sécurité tous les cinq ans par des experts confirmés	$H \geq 40$ m ou $H \geq 10$ m et $V > 1'000'000$ m ³
II	Ouvrages qui n'appartiennent pas à la classe I, mais qui sont placés sous surveillance directe de la Confédération (sont exclus les ouvrages concernés par les dispositions transitoires de l'article 29, alinéa 2 OSOA)	$H \geq 25$ m ou $H > 15$ m et $V \geq 50'000$ m ³ ou $H > 10$ m et $V \geq 100'000$ m ³ ou $H > 5$ m et $V \geq 500'000$ m ³
III	Ouvrages qui n'appartiennent ni à la classe I, ni à la classe II	

(H : hauteur de retenue, V : capacité de la retenue)[5]

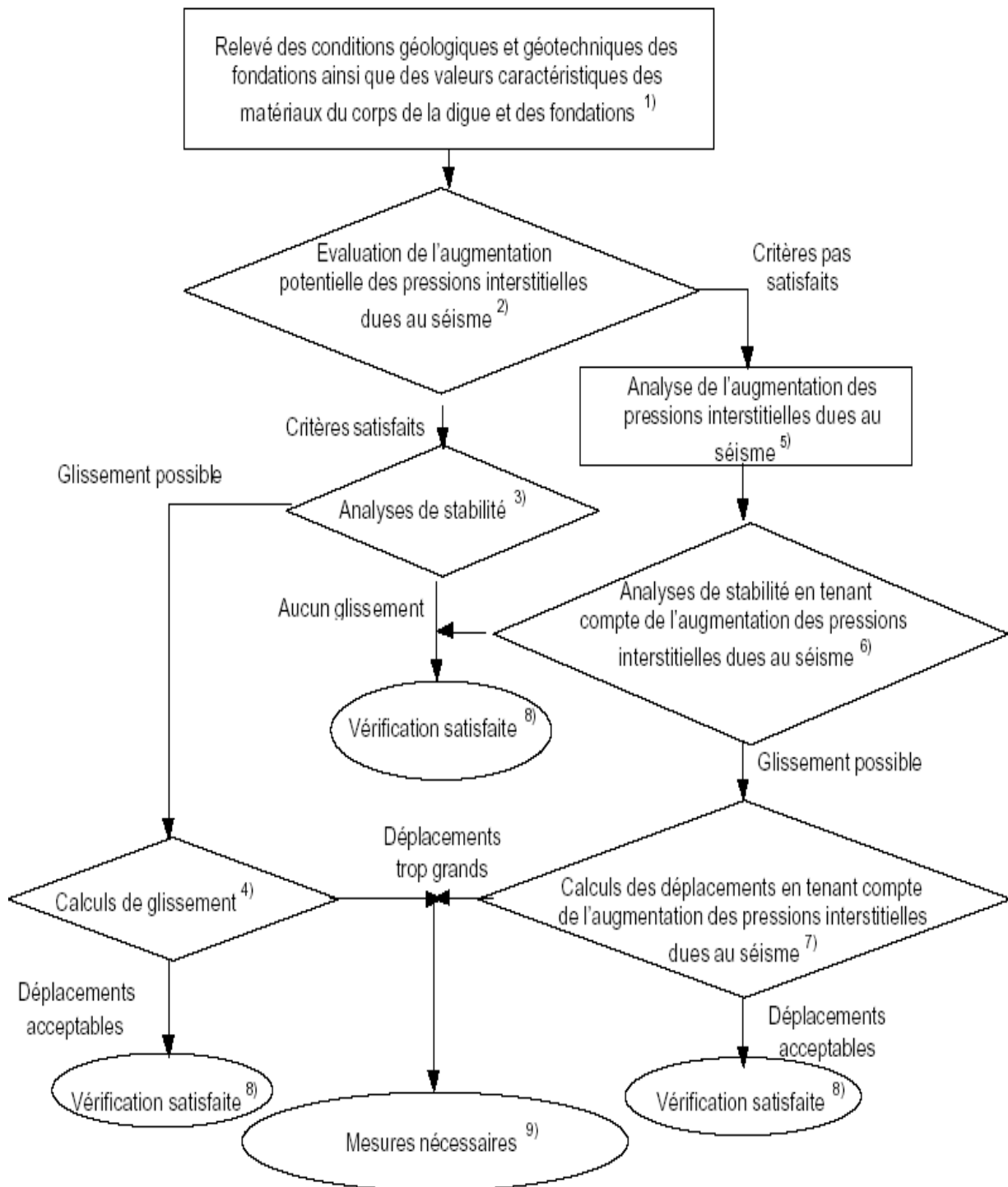


Figure12 : Schéma du déroulement du calcul des digues de la classe I selon l'OFEG[10]

2- Prévention / Protection:

La prévention consiste à minimiser les effets d'un séisme par l'application de certaines mesures : la construction parasismique, la prise en compte du risque sismique dans l'aménagement, l'organisation des secours (d'autant plus importante que la majorité des constructions existantes n'est pas parasismique) et l'information du public, des administrations et des responsables, voire leur formation aux conduites à tenir en cas de séismes, tant sur le plan individuel que collectif.

Un préalable à la prise en compte du risque sismique est sa cartographie, un " zonage sismique "

Les différentes zones correspondent à la codification suivante :

Zone 0 Sismicité négligeable

Zone 1a Très faible sismicité mais non négligeable

Zone 1b Faible sismicité

Zone II Sismicité moyenne

Zone III Forte sismicité

Dans une zone classée à risque sismique faible pour les constructions dites "à risque normal", les mesures de construction à respecter, sont simples (fondations solides, chaînage) et peu coûteuses.

La catégorie de construction dite "à risque normal" correspond aux bâtiments, équipements et installations pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat. Elle comprend quatre

classes :

- A : faible activité humaine,
- B : habitation individuelle ou collective, bureaux
- C : immeuble de grande hauteur,
- D : bâtiment dont la protection est primordiale pour les besoins de la protection civile, de l'ordre et de la défense).

Pour les équipements et bâtiments dits à "risque spécial" (barrages, centrales nucléaires, usines chimiques...), qui correspondent aux bâtiments, installations et équipements concernés par les conséquences d'un séisme pouvant être circonscrites au voisinage immédiat (risques induits), il existe une réglementation spéciale.

3- La gestion des risques

On peut dénombrer plusieurs familles d'actions :

1. au niveau du barrage, des actions préventives concernant l'ouvrage impliquent la surveillance, l'auscultation et des inspections destinées à déceler au plus tôt toute évolution néfaste et déclencher des travaux d'entretien nécessaires ; il s'agit de l'entretien « conditionnel ».
2. des actions complémentaires, qui visent à réduire les conséquences d'une rupture (téléphone, systèmes d'alerte, plans d'évacuation).
3. des actions préventives à l'aval : des zones à hauts risques sont identifiées afin d'y interdire des localisations d'aménagements dont la perte serait très importante en cas d'accident.

Qui doit-on tenir pour responsable de la sécurité publique mis en cause lors d'un accident ?

Dans de nombreux pays, la responsabilité revient aux pouvoirs publics. En effet, ceux-ci ont la possibilité d'imposer des normes et d'exiger des contrôles destinés à assurer la sécurité du public. Les maîtres d'ouvrage et les exploitants de barrage sont obligés de se conformer à ces normes. Chaque pays établit aussi des procédures de validation des projets. (En France, la réglementation s'appuie sur des procédures de contrôle, pour les ouvrages de plus de 20 m, élaborées et mises en œuvre sous les directives du Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB).

Au-delà des normes, lorsqu'une « catastrophe » apparaît, on pourrait considérer que les pouvoirs publics ont failli à leur devoir d'assurer la sécurité publique. C'est, en général, la société civile qui assume la responsabilité.

Mais on peut considérer plus généralement que l'exploitant du barrage (ou sa compagnie d'assurances) possède - ou doit posséder - assez d'informations pour prévenir les accidents, et que cette entité doit être tenue responsable des conséquences d'un accident (**Jacques L, janvier 2000**).

- Une légende chinoise datant de la même époque veut que les bâtisseurs des digues aient été considérés comme responsables des inondations provoquées par leur rupture.

Conclusion :

Les vérifications structurelles du barrage de harreza en remblai avec noyau central d'étanchéité selon la méthode simplifiée exposée par les directives de l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie (OFEG) de la Suisse pour les barrage de la classe I a permis d'évaluer, pour le séisme de vérification avec une période de retour de 10000 ans, des déplacements résiduels aux parements inférieurs à ceux admis par les directives.

Enfin, les barrages doivent être conçus et évalués pour résister aux mouvements du terrain déclenchés par le séisme maximal de dimensionnement sans relâchement important de l'eau du réservoir.

Cette, étude de Vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes selon l'Office Fédérale des Eaux et de la Géologie (OFEG) Suisse devrait être utilisée dans le cadre de la préparation des plans particuliers d'interventions (PPI).

Chapitre IV :

PRINCIPES GÉNÉRAUX D'ÉVALUATION ET DE PRÉSENTATION DES DIFFÉRENTES MÉTHODES DE CALCUL DE L'ONDE DE RUPTURE.

Introduction

La concentration des activités humaines à proximité des fleuves et rivières nécessite la prise en charge des problèmes posés par les ruptures de barrages, les risques d'inondation. Les inondations en sont l'expression la plus marquante.

La maîtrise parfaite et totale des cours d'eau ne sera jamais possible. Néanmoins le traitement passe par une meilleure connaissance du phénomène (crue) qui exige le recours à des méthodes de prévision.

Il faut noter ici que, comparé à une crue naturelle, le passage d'une onde de submersion consécutif à une rupture de barrage est un événement de durée relativement courte.

I-Evolution de l onde de rupture :

1 - Généralité sur l'onde submersion :

On appelle onde matérielle, une onde qui se propage dans un milieu en le déformant. La propagation de l'onde est due, dans ce cas, à la transmission du mouvement par les molécules du milieu de propagation.

La vitesse de propagation d'une onde dépend de la nature de cette onde et du milieu dans lequel elle se propage. [Graf & Altinakar ,(1993)], [Traoure, et Dialo, (2001)], [Tenzane, et Maamare,(2003)]

1.1- L'étendue de la zone inondée :

Il s'agit de prévoir l'étendue concernée en cas de rupture du barrage dans l'hypothèse la plus Pessimiste. L'intérêt est évidemment de se préparer à cet accident en ayant décidé d'une Organisation des évacuations et des secours. Lorsqu'une alerte est déclenchée avant rupture, il convient d'évacuer le plus rapidement Possible la population et donc de prévoir les véhicules de transport disponibles, de préparer les trajets routiers qu'il est raisonnable d'emprunter...

Lorsque la rupture s'est produite, il s'agit de savoir par quels moyens de transmission informer L'équipe de secours, quelles routes ne sont pas inondées...

Cette organisation des secours et des évacuations relève du service de la protection civile Place auprès de chaque commune.

Le calcul permet aussi d'estimer les temps d'arrivée de l'onde de crue et donc de mieux Connaître les délais disponibles. Au passage, la zone du quart d'heure peut être délimitée : c'est la zone dans laquelle des Sirènes doivent réglementairement être installées pour les barrages de hauteur supérieure à 20 Mètres et stockant plus de 15 millions de m³ (en France, Suisse...) (Chauvet R, Royet P., 2000)

1.2- Le barrage intéresse-t-il la sécurité publique ?

Il n'est pas du tout évident dans la plupart des cas de savoir si un barrage intéresse la sécurité publique. Même les personnes les plus expérimentées en matière de simulation d'onde de rupture ne peuvent y arriver sans calcul.

Trop de paramètres interviennent pour cela : Volume et Hauteur de la retenue, mécanisme de la rupture, largeur et pente de la vallée, rugosité des sols. Les seuls cas où la réponse est évidente sont ceux des petites retenues dans des zones inhabitées et ceux des grandes retenues dans des zones habitées. Dans les cas intermédiaires, le calcul est nécessaire.

Il permettra au plan administratif de savoir si l'ouvrage doit être classé au titre de la sécurité publique. Dans l'affirmative, il y a une circulaire applicable ; elle prévoit des dispositifs d'auscultation et des moyens de surveillances. On conçoit donc que la réponse à cette question intéresse au premier chef l'administration de Contrôle. On conçoit aussi que l'étude nécessaire peut être plus sommaire que celle qui sert à déterminer l'étendue de la zone de submersion.[3]

1-2-1 Différents types d'ondes et d'ordres de grandeurs :

1-2-1-1 Onde de gravité

Dans un canal, un écoulement non uniforme dans le temps se manifeste par une onde de gravité à la surface libre (figure 1.2). La théorie hydrodynamique pour les ondes de faible amplitude, donne pour la vitesse apparente de propagation, également appelée célérité d'une intumescence:

$$C^2 = (gL/2\pi) \tan(h * 2\pi/L) \quad (1-1)$$

Où, h représente la profondeur d'eau.

Dans le cas où la célérité d'onde ne dépend pas de la hauteur d'onde, h , la formule (1-1) se réduit alors à:

1. Pour les ondes courtes ou ondes de grande profondeur, ($L/h < 1$), on a:

$$C^2 = gL/2\pi \quad (1.2)$$

2. Pour les ondes longues ou ondes de faible profondeur, ($L/h \gg 1$), on a :

$$C^2 = gh \quad (1.3)$$

3. Pour une section quelconque ; on a :

$$C = g D_h \quad (1.4)$$

1-2-1-2 Ondes capillaires

Elles sont très petites ($L < 1.74$ cm) et produites par le vent et les effets de tension de surface. Contrairement aux ondes de gravité, ce sont les ondes de petites longueurs d'ondes qui se propagent le plus vite.

1-2-1-3 Ondes générées par les séismes

Elles sont produites par les déplacements de la croûte terrestre.

1-3 Écoulement avec onde

La formule (1.3) a été démontrée par Lagrange pour un canal rempli d'eau au repos.

Elle reste valable aussi pour le cas où l'eau est plus ou moins en mouvement; l'onde se superpose à ce courant

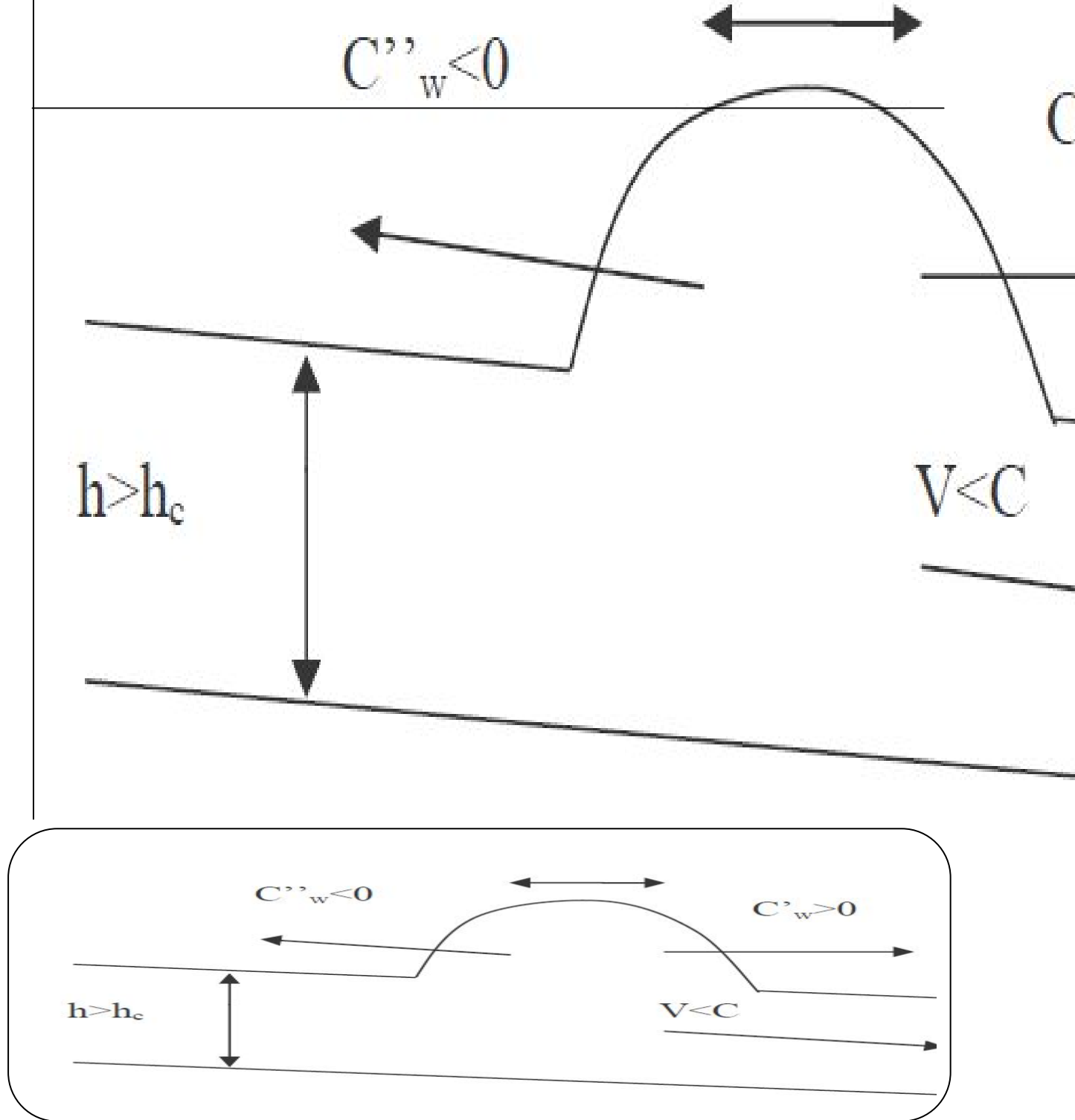


Figure 14 : Représentation schématique des deux valeurs de l'onde (cas fluvial)[4]

1. $V > C$: l'onde avec la célérité, $C'w$, et l'onde avec la célérité, $C''w$, se propagent vers l'aval; c'est le régime torrentiel (figure 1.4)

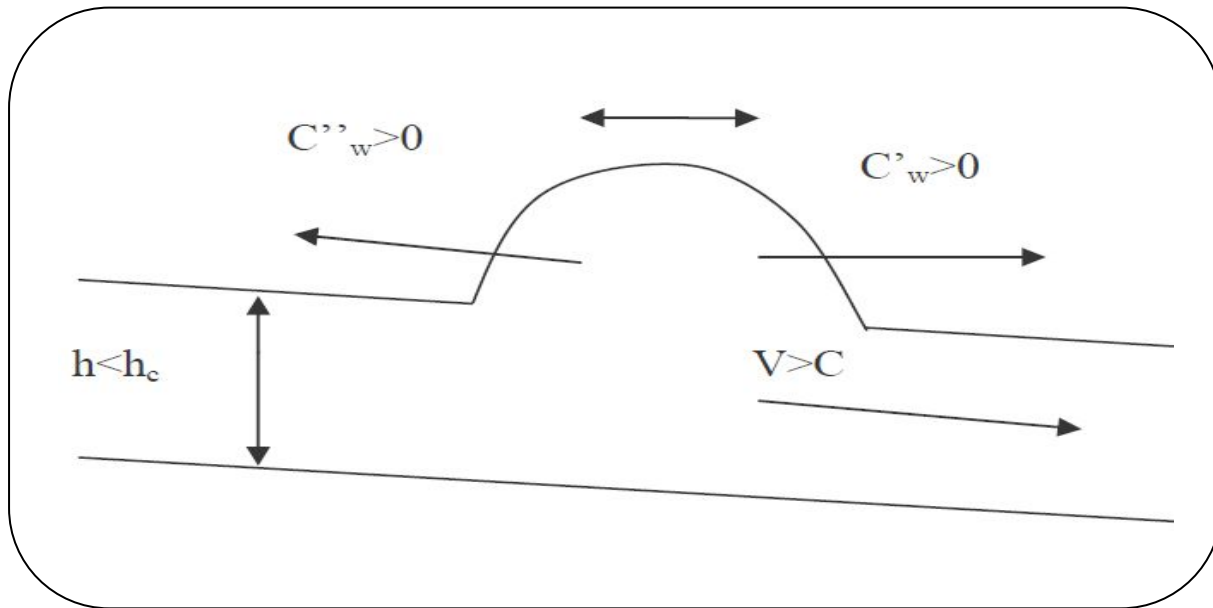


Figure 15 : Représentation schématique des deux valeurs de l'onde (cas torrentiel) [4]

3. dans le cas où la vitesse de courant, V et la célérité d'onde, C sont égales : on a
 $V = C = (gh_c)^{1/2}$
 (1.9)

L'écoulement est en « régime critique », et h_c représente la profondeur critique

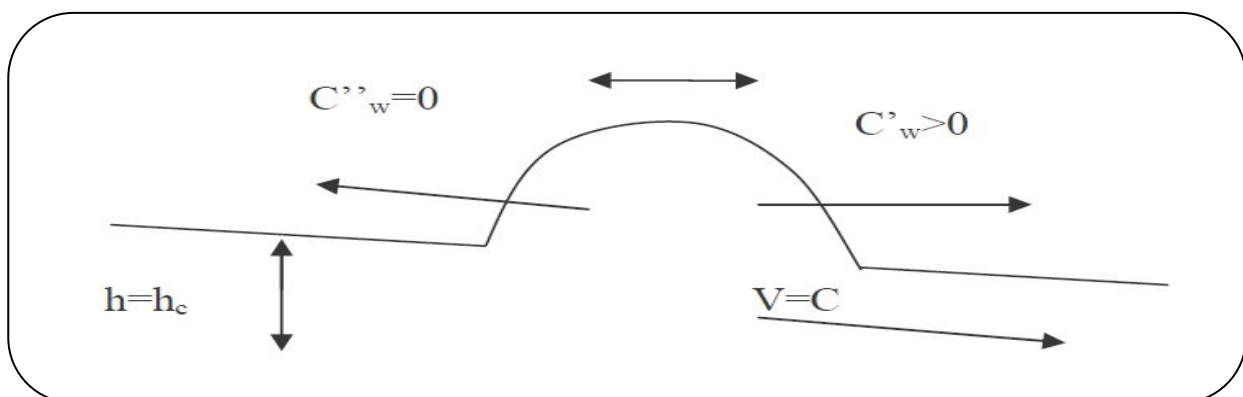


Figure 16: Représentation schématique des deux valeurs de l'onde (cas critique)[4]

1-3-3 Interférences

Ce phénomène apparaît lorsque deux trains d'ondes se rencontrent. L'interférence peut être:

- Constructive : les ondes sont en phase et s'ajoutent;
- Destructive: les ondes sont en opposition de phase et l'onde résultante est la différence de celles-ci;
- Autre (en général) : Combinaison des 2 premières

1-4 Phénomènes entraînant un changement de direction des ondes pendant leur propagation :

1-4-1 Réfraction :

La réfraction est produite par le fond, lorsque le front d'onde incident (sur une plage par exemple) ressent les effets de diminution de la profondeur h . On observe une diminution de la vitesse (phase=groupe). L'onde change de direction; le front d'onde devient parallèle à la cote.

1-4-2 Réflexion :

Lorsque l'onde rencontre un obstacle (lisse ou rugueux)

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l - \frac{\partial S_s}{\partial t}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{S} + \text{Pr}(S, x) \right) = g \int_0^h \left(\frac{\partial S}{\partial x} \right) dz - gS \frac{\partial z_f}{\partial x} - gSJ$$

Afin de différencier le lit mineur et le lit majeur, on pose les relations suivantes:

La pente globale J est définie par: $SJ = S_m J_m + S_M J_M$

La fonction β est ainsi définie:

$$\beta = \frac{S}{Q^2} \left(\frac{Q_{2m}^2}{S_m} + \frac{Q_{2M}^2}{S_M} \right)$$

Le modèle a été construit sans nécessité de différencier le lit mineur et le lit majeur.

2-1 Champs d'application

Le modèle de Saint-Venant est souvent appliqué dans:

- > L'étude des écoulements dans les plaines inondées.
- > L'étude des écoulements dans les rivières peu profondes.
- > L'étude des estuaires ou les côtes marines.

2-2 Principales hypothèses

Les principales hypothèses de modèles sont les suivantes:

- > L'eau est un fluide incompressible.
- > La répartition de la pression est hydrostatique dans une section.
- > La pente du fond est faible vis-à-vis de la profondeur d'eau.
- > La composante verticale de la vitesse W ainsi que ses variations (spatiales et

temporelles) sont faibles, donc:

>

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial w}{\partial y} = \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial t} = 0$$

> 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.

3- Notion de danger particulier en cas de rupture d'un barrage

3-1 Définition générale du danger particulier

Un danger particulier existe si, en cas de rupture soudaine d'un ouvrage de retenue (barrage), au moins une habitation ou un lieu de travail ou un bâtiment public ou un camping public ou une voie de communication très fréquentée est touché.

Les critères de danger sont basés sur la hauteur d'eau, ainsi que sur le produit de la hauteur d'eau par la vitesse d'écoulement de l'onde de submersion lorsqu'un des éléments cités plus haut est concerné (habitation, lieu de travail, bâtiment public, une place de camping publique, une voie de communication très fréquentée). L'intensité de submersion (I en $[m^2/s]$) est définie comme le produit de la vitesse d'écoulement V en $[m/s]$ par la hauteur d'eau h en $[m]$ ($I = V \cdot h$), déterminé par un calcul de l'onde de submersion.

Afin de définir l'importance de l'effet dommageable des ondes de submersion, les critères d'intensité lors d'inondation servent de référence.

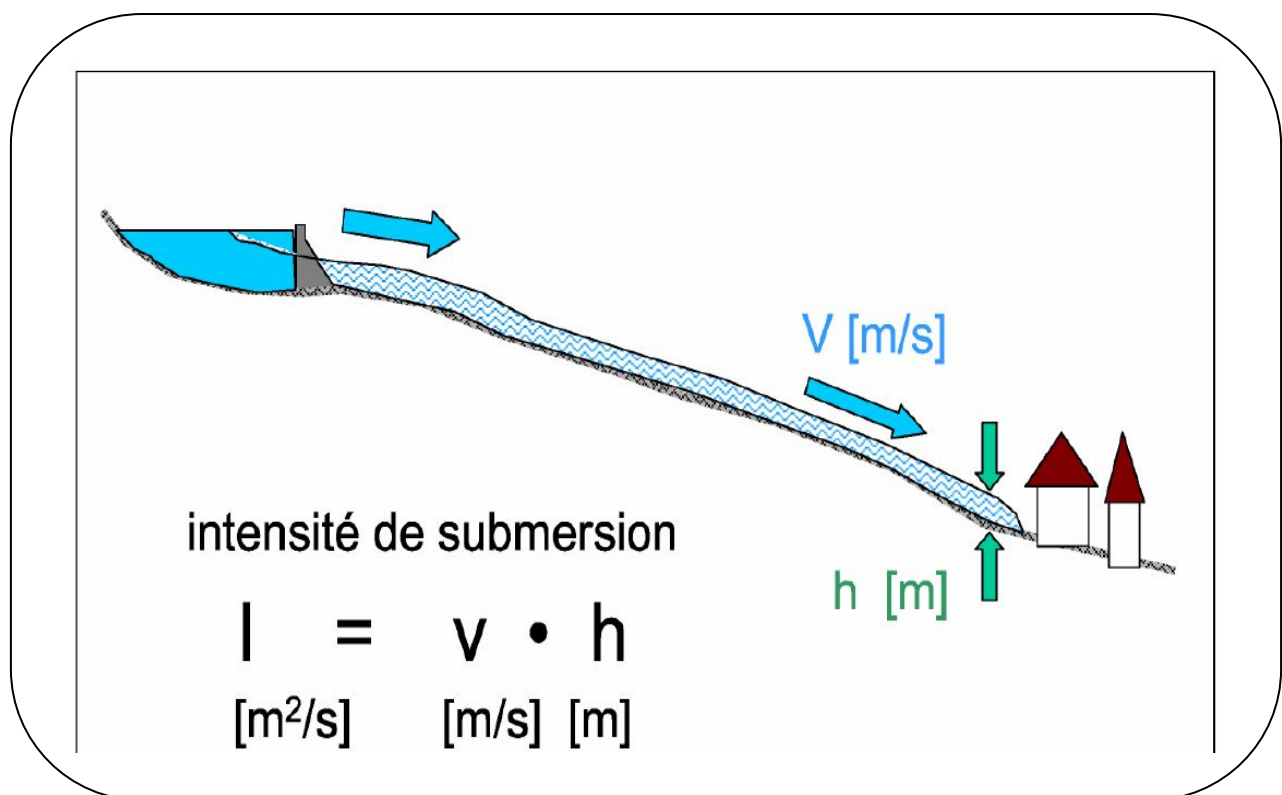


Figure17 : détermination du danger particulier [4]

Il faut noter ici que, comparé à une crue naturelle, le passage d'une onde de submersion consécutif à une rupture de barrage est un événement de durée relativement courte, particulièrement s'il s'agit d'une petite retenue. De ce fait, les valeurs retenues comme critères de l'assujettissement représentent les limites à partir desquelles il existe un danger particulier marqué pour la construction et le lieu considéré. Il va de soi que pour des valeurs inférieures aux seuils fixés, des dégâts à des constructions ne peuvent pas être exclus. Selon l'importance de la zone touchée et des conséquences d'une onde de submersion, un assujettissement de l'ouvrage d'accumulation peut être envisagé pour des valeurs inférieures aux limites proposées.

3-2 Types de constructions et de lieux concernés

Habitations

On prend en compte une habitation isolée ou plusieurs habitations (chalets, maisons individuelles, immeubles, fermes...) occupées à l'année ou temporairement (week-end, mois, saison) par une ou plusieurs personnes.

Lieux de travail

Atelier, bureau, installations importantes de loisirs, etc. Occupation permanente ou au moins 2 heures quotidiennement.

On prend en compte un atelier ou une usine isolée ou une zone industrielle (particulièrement celles comportant des risques de pollution: chimie, stockage d'hydrocarbure, station d'épuration).

Par contre, les zones agricoles (champs cultivés, pâturage, etc.) ne sont pas prises en compte.

Bâtiments publics

- > Bâtiments administratifs
- > Ecoles
- > Hôpitaux

Place de camping

- > Camping public.

Voies de communication très fréquentées

- > Routes nationales
- > Routes cantonales
- > Chemins de fer

N'entrent pas en ligne de compte : sentiers pédestres, routes forestières, routes secondaires Une distinction est faite entre les constructions en dur et les constructions légères (maisons en bois)

3-3 Valeurs seuils pour la mesure du danger particulier [3]

Valeurs seuils	Effets	Règle d'assujettissement
Danger élevé $h > 2 \text{ m}$ ou $v \cdot h > 2 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes sont en danger même à l'intérieur des bâtiments. En cas d'érosion des berges, il y a aussi menace d'effondrement de constructions situées à	L'ouvrage d'accumulation est soumis si au moins une habitation, un lieu de travail, un bâtiment public...
Danger moyen $2 \text{ m} > h > 1 \text{ m}$ ou $2 \text{ m}^2/\text{s} > v \cdot h > 1 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes à l'extérieur et Dans les véhicules sont menacées. La retraite vers les étages supérieurs des bâtiments est la plupart du temps possible.	L'ouvrage d'accumulation est soumis si une habitation (de construction légère), un lieu de travail (construction légère).
Danger modéré $1 \text{ m} > h > 0.5 \text{ m}$ ou $1 \text{ m}^2/\text{s} > v \cdot h > 0.5 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes sont peu menacées tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des bâtiments. Des véhicules peuvent être emportés.	L'ouvrage d'accumulation est soumis si une place de camping Publique ou une route très fréquentée est touchée
Danger faible $h < 0,5 \text{ m}$ ou $v \cdot h < 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes ne sont pratiquement pas menacées tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des bâtiments.	L'ouvrage d'accumulation n'est pas assujetti.

Tableau 1 : Valeurs seuils pour la mesure du danger particulier basées sur des critères lors d'inondation

V = vitesse d'écoulement [m/s]; h = hauteur d'eau [m]; $V \times h$ = intensité de submersion [m^2/s]

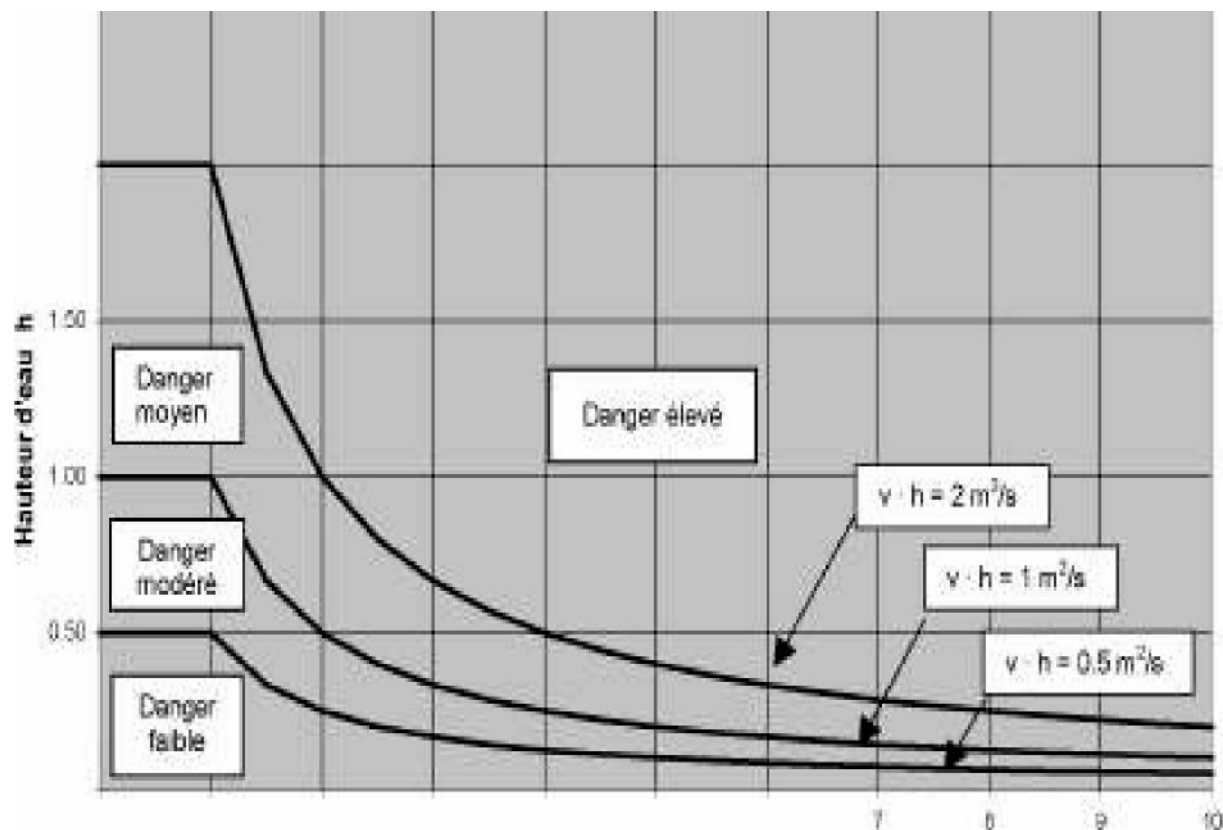


Figure.18:Répartition des plages de dangers selon l'intensité de submersion [4]

Les valeurs seuils de l'intensité de submersion sont différentes selon les objectifs touchés. Dans ce graphique (figure .6), les valeurs seuils sont indiquées en fonction de la hauteur d'eau h et de la vitesse d'écoulement V . rappelons qu'un danger particulier existe, si cette valeur est supérieur à $2,0 \text{ m}^2/\text{s}$ pour une habitation, un lieu de travail ou une ligne de chemin de fer. Pour une route fréquentée ou une place de camping une intensité au-dessus de $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ compte déjà comme danger particulier.

4 -Démarche de calcul de l'onde de submersion

Pour évaluer l'ampleur du risque ou si un danger d'inondation existe à l'aval lors d'une rupture d'un barrage, il faut connaître tout d'abord la nature de la sollicitation hydraulique au niveau de la brèche, puis caractériser la propagation de l'onde de rupture. Plus précisément, les étapes ci-dessous sont à examiner:

- Les conditions hydrauliques en amont de barrage c'est-à-dire les caractéristiques principales de la retenue (volume maximum de la retenue, superficie maximum de plan d'eau, la hauteur d'eau... etc.).
- Formation de la brèche.
- Propagation de l'onde de submersion (la zone enjeux).
- L'évaluation de l'aléa.

Selon le problème posé, les possibilités de calcul vont des calculs à la main par un modèle unidimensionnel jusqu'à la résolution par ordinateur d'un modèle bidimensionnel. Pour fixer de façon simple le débit en un endroit déterminé à l'aval du barrage, les valeurs estimées par un calcul à la main suffisent.

4-1 Hypothèses et Scénarios de rupture des barrages

On admet les hypothèses et les scénarios de rupture soudaine pour:

- Les barrages **voûte**: rupture totale de l'ensemble du barrage.
- Les barrages **poids**: rupture totale de l'ensemble du barrage (éventuellement sur une largeur équivalente à plusieurs plots).
- Les barrages **en remblai**: formation d'une brèche (en règle générale, de forme trapézoïdale, de base égale à 2 fois la hauteur hydrostatique et avec une pente des talus latéraux de 1:1; la surface ne doit pas être plus grande que celle de la digue elle-même).
- Les Barrages **mobiles**: rupture totale ou partielle du barrage (sans la partie usine) en fonction du concept de construction (radier continu, piles indépendantes, passes indépendantes)
Digues latérales: formation d'une brèche (comme dans le cas des barrages en remblai).

4-2 Conditions initiales

L'hypothèse d'une rupture soudaine à retenue pleine généralement admise pour le niveau initial de l'onde de submersion correspond au niveau normal de retenue (ouvrage d'accumulation en exploitation normale). Pour certains ouvrages sans évacuateur de crue ou pour lesquels l'obstruction de l'évacuateur de crue par des corps flottants est possible, le niveau du plan d'eau de départ sera admis identique à celui du couronnement.

4-3 Formation de la brèche

Lors de la rupture d'un barrage, une brèche des formes et dimensions différentes se développe, la connaissance de la formation de la brèche est a priori majeure, puisqu'elle constitue la sollicitation initiale du problème de propagation, elle est très mal connue, surtout pour ce qui concerne les digues en terre ; On admet les différentes formes et dimensions pour la brèche (les formes: rectangulaire, triangulaire, trapézoïdale, parabolique) selon le type de barrage, pour les barrages en béton, on admet une rupture soudaine et totale du barrage entier. Pour les petites digues, qui représentent certainement la majorité des cas à étudier par rapport au danger particulier, on admet une brèche normalisée. Elle sera de forme trapézoïdale, de base égale à 2 fois la hauteur hydrostatique et avec des pentes latérales de 45°.

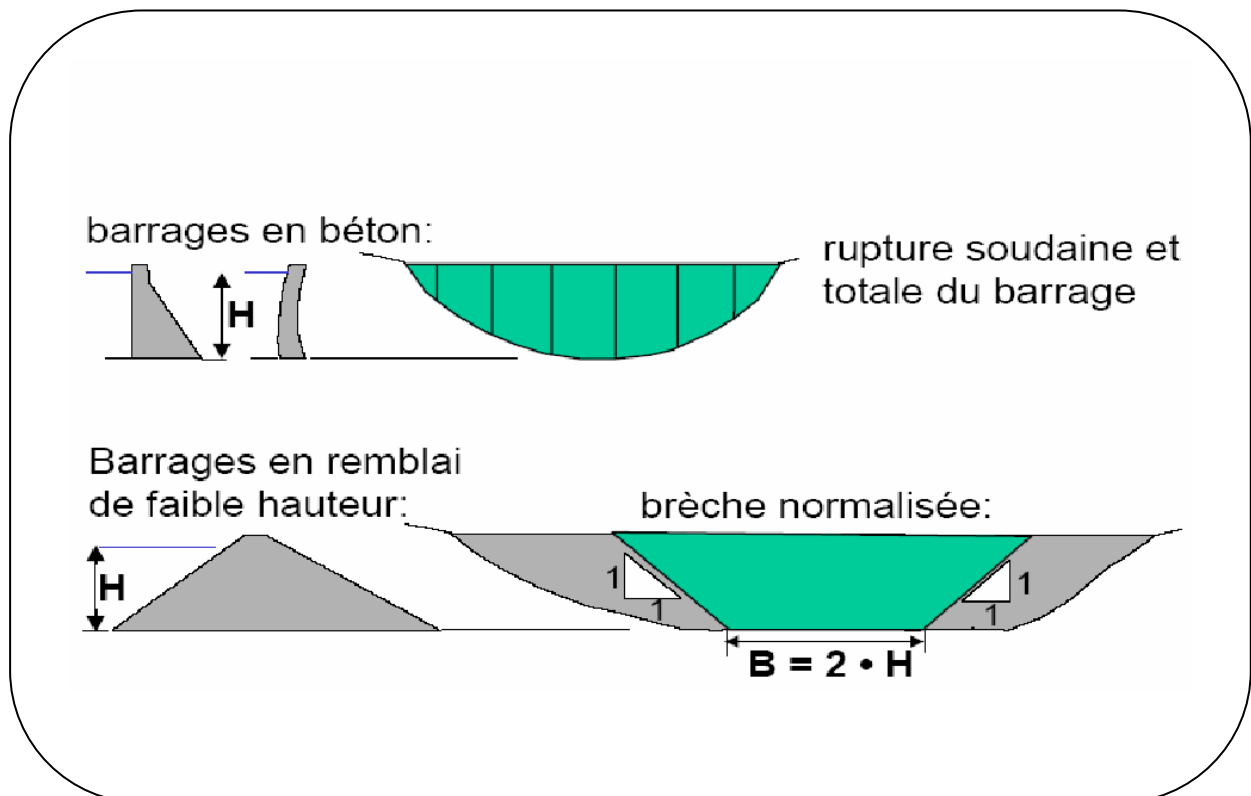


Figure 19 : les formes normalisées de la brèche [4]

4-4 Calcul du débit à l' instant de la rupture :

La simulation de la propagation de l'inondation en aval de barrage utilise les connaissances sur la formation de la brèche comme données d'entrée du calcul de propagation. La description du processus de formation de la brèche est alors prévue à l'avance, pour déterminer le débit maximal à l'instant de la rupture (Q_b) est en fonction de la forme ou la géométrie de la brèche, par des formules empiriques simples.

Les brèches de forme rectangulaire sont typiques pour des barrages poids ou des barrages en rivière (les barrages mobiles), la forme triangulaire pour des barrages voûte, tandis que les formes trapézoïdales et paraboliques sont attribuées à tous les types de barrages, mais surtout aux barrages en terre. (Voir figure 111-8).

Pour calculer le débit à l' instant de rupture on admet les formules simples suivantes:

Avec H : hauteur d'eau (niveau d'eau)

- forme rectangulaire : $Q_b = 0.93 \times L \times H^{3/2}$ (figure 8-a)
- forme triangulaire : $Q_b = 0.72 \times m \times H^{5/2}$ (figure 8)
- forme trapézoïdale : $Q_b = 0.93 \times L \times H^{3/2} + 0.72 \times m \times H^{5/2}$ (figure 8)
- forme parabolique : $Q_b = 0.54 \times L \times H^{3/2}$ avec $L = p.H$ et
p : périmètre mouillé

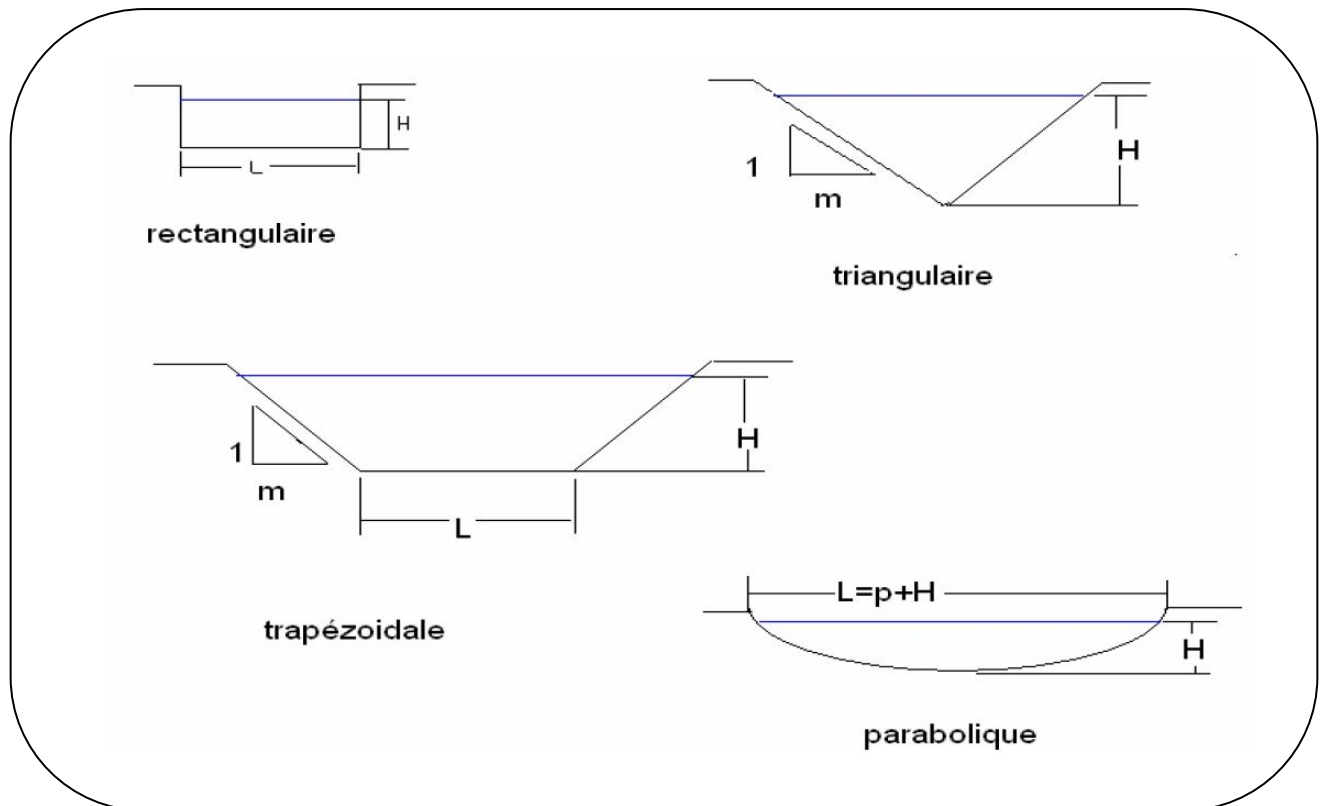


Figure 20 : les formes de brèche [4]

4-5 Documents topographiques nécessaires :

Dans le cas d'un modèle simple de calcul, les données sont tirées de cartes avec courbes de niveau (1 /25000 ou, pour plus de précision, 1/10000). Ces cartes permettent de dresser des profils en travers en vue du calcul.

4-6 Méthodes de calcul

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.

Il existe plusieurs méthodes de calcul simplifiées qui sont:

A. Modèle 1D

Cette méthode est particulièrement bien adaptée le long de tronçons de bassins étendus et bien

limités dans lesquels l'écoulement progresse selon une direction déterminée. Le tronçon considéré est modélisé par une série de profils en travers le long de l'axe du bassin.

B. Modèle 2D

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. La région considérée est discrétisée en plusieurs éléments. La résolution numérique s'effectue par pas de temps et par l'intégration successive d'éléments d'un système d'équations différentielles. L'écoulement dans chaque section est déterminé dans 2 directions. La répartition spatiale et dans le temps de l'onde de submersion peut être faite pour n'importe quel relief de terrain.

4-6-1 Méthode simple à la main et modèle 1D

C'est une méthode claire et pratique, développée en France. Son avantage est que le calcul peut être exécuté rapidement et pas à pas à la main. Cette méthode basée sur:

- > La forme du bassin doit être telle que la zone d'écoulement soit clairement définie et peut être définie par une série de profils en travers.
- > Normalement, les profils en travers doivent avoir, si possible, une forme régulière et ne pas contenir d'îlots.
- > De larges zones de rétention et des possibilités d'extension latérales de l'onde de submersion (par ex. départ d'une vallée latérale) limitent l'application et la fiabilité des calculs 1D.

4-6-2 le modèle 2D

La topographie est définie par un grand nombre de points (coordonnées et altitudes). Ceux-ci sont reliés de façon à former des triangles et représenter la surface du terrain. De cette façon on obtient une très bonne modélisation du terrain.

La préparation de bases topographiques peut selon les conditions devenir onéreuse, si l'on doit prendre en compte un secteur topographique superflu ce qui peut entraîner une sensible augmentation du temps de calcul.

4-7 Résultats de calcul (Sans tenir compte du fond mobile)

4-7-1 Pour la méthode simple à la main et modèle 1D

Une méthode simple de calcul à la main permet de manière aisée une détermination facile de l'extension de la submersion en des points caractéristiques à l'aval du barrage.

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 des cartes d'inondation qui donnent les limites de la zone inondée ainsi que celles de la ligne d'énergie.

4-7-2-Pour le modèle 2D

Les débits, les vitesses et les profondeurs de l'onde sont donnés dans deux directions pour chaque section. 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 section 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 incurvée (ce qui correspond à la réalité).

4-8 Représentation des résultats

Les résultats des calculs de l'onde de submersion permettent d'établir une carte indiquant les limites du champ d'inondation (Figure 8). Les limites d'inondation sont définies par la ligne d'énergie (hauteur d'eau h + hauteur de vitesse $v^2/2g$). Si l'écoulement de l'onde de submersion reste confiné dans le lit du cours d'eau, seule le plan d'eau est considéré.

4-9 Exemple de calcul unidimensionnel

Calcul du débit pour différents profils en travers (A-A sur la figure 8, etc.) situés à intervalles définis. Les calculs fourniront la hauteur de la lame d'eau h et la vitesse d'écoulement v , ce qui permet de déterminer la ligne d'énergie.

Les limites d'inondation sont définies par l'intersection de la ligne d'énergie avec le terrain naturel. Le temps d'arrivée du front de l'onde et l'altitude maximum de la ligne d'énergie est indiqué dans les cartes d'inondation.

4-10 Exemple de calcul bidimensionnel

Calcul effectué dans les directions longitudinales et transversales sur la base d'un réseau dense de cellules. Les calculs permettent de connaître au droit de chaque cellule, la vitesse d'écoulement

de l'onde dans les deux directions et la hauteur de la lame d'eau. Le plan de l'eau n'est plus horizontal dans un profil en travers (par exemple B-B sur la figure 8) et la ligne d'énergie n'est plus représentée par une droite, mais par une courbe irrégulière

Le temps d'arrivée du front de l'onde, de même que les limites d'inondation et l'altitude maximum de la ligne d'énergie sont indiqués dans les cartes d'inondation.

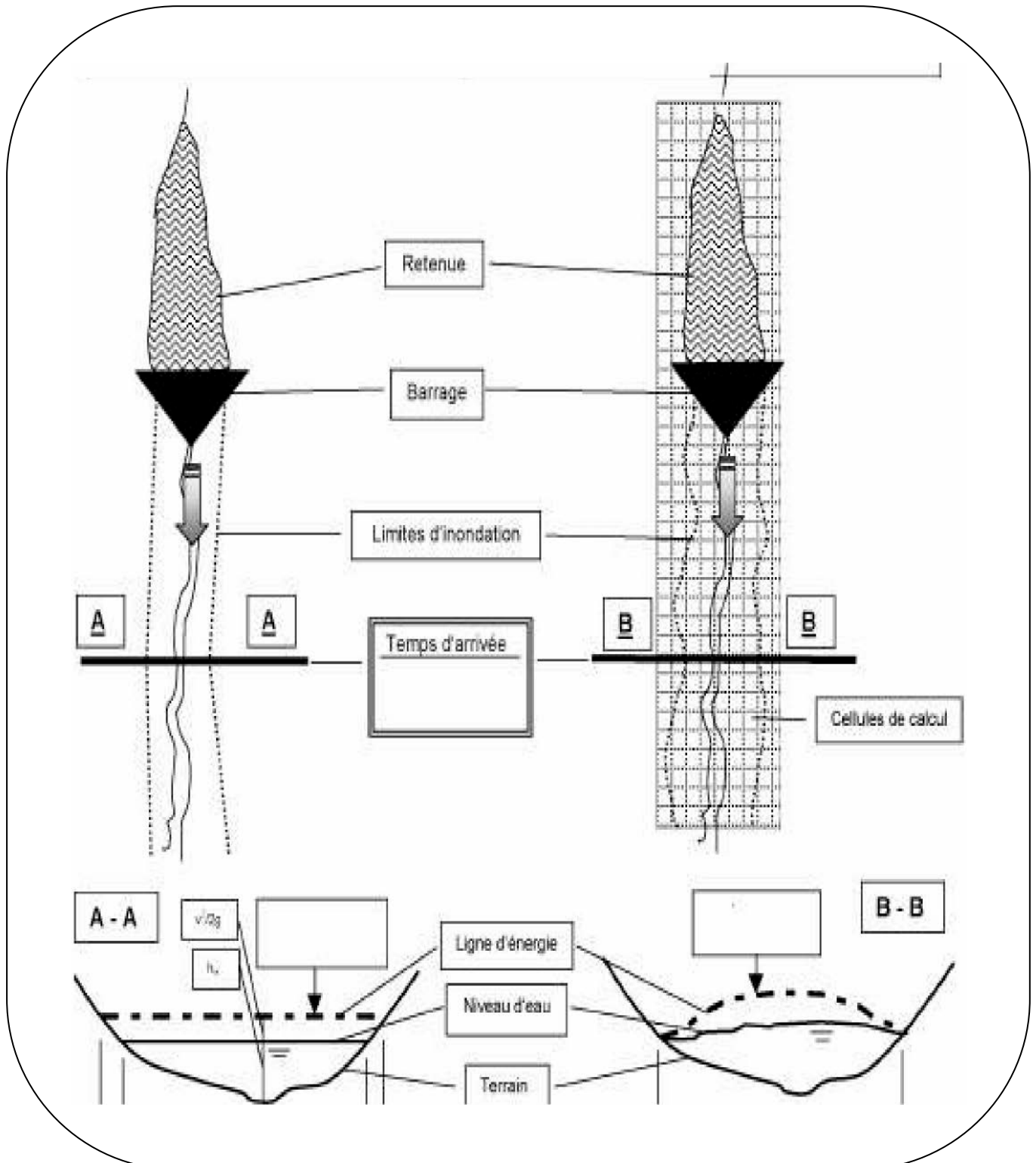


Figure 21: Représentation de la zone de submersion pour les deux exemples de calcul.[4]

- **Conclusion**

On peut conclure d'après les démarches de calcul (model 1D, ou model 2D) cité plus haut que les résultats de calcul sont fiables que l'on peut raisonnablement attendre d'un modèle de propagation en aval d'un barrage sont les suivants:

- > Les chemins préférentiels de l'écoulement (le sens de l'écoulement de l'onde).
- > L'étendue de la zone inondable (la zone enjeux).
- > L'organisation relative des temps d'arrivée de l'onde dans telle ou telle zone, des durées de submersion (route d'accès pour les secours, bâtiments sensibles,)
- > Avec de grandes réserves et une étude impérative de sensibilité,
- > L'ordre de grandeur (le coefficient de rugosité, la pente locale et la pente moyenne), des vitesses locales de propagation et de la vitesse de propagation de l'onde, des temps d'arrivée aux points a enjeux
- > Les durées de submersion lorsque la décrue est lente (ces valeurs seront connues en ordre de grandeur seulement).

Pour les deux premiers cas, la précision des données topographiques a une plus grande influence sur la précision des résultats que le modèle lui-même. Dans le premier cas, une modélisation 2D est incontournable pour les terrains de type plain. La quantification plus précise des grandeurs hydrauliques (la rugosité, la pente de terrain...) n'est actuellement pas envisageable avec une incertitude plus fine que 50 %, au mieux.

Chapitre V :

PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL MIKE 11 ET MIKE 21

Introduction

La modélisation hydraulique consiste à simuler les écoulements d'un cours d'eau. Il existe principalement deux types de modélisation hydraulique: la modélisation 1D et la modélisation 2D.

La modélisation 1D, comme son nom l'indique considère des écoulements ayant une seule direction (unidirectionnels). Les modélisations 1D sont couramment utilisées et sont adaptées pour les cours d'eau ayant un sens d'écoulement privilégié. Dans le cas où le cours d'eau dispose d'écoulements latéraux secondaires, il est possible de modéliser ce type d'écoulement en maillant le modèle 1D. Un modèle 1D maillé permet donc de simuler des écoulements multiples certes mais toujours unidirectionnels.

La modélisation en deux dimensions est capable de considérer des écoulements multidirectionnels. Ce type d'écoulement est plutôt observé dans les rivières de plaine lorsque la pente des cours d'eau est faible. Les rivières sont alors caractérisées par un lit majeur très large et un réseau hydrographique complexe ce qui entraîne des écoulements multidirectionnels en période de hautes eaux.

1-Présentation de logiciel utilisé :

Deux types de logiciels vont donc être comparés dans la suite de cette étude : les logiciels 1 D, les logiciels 2D

Les calculs hydrauliques reposent sur les équations de Barré de Saint Venant. Ces logiciels vous sont rapidement présentés ci-dessous.

1.1-PRESENTATION DE DHI :

Le groupe de DHI (*Danish Hydraulic Institute*) a réalisé de nombreux logiciels en hydraulique. Les principaux sont:

- ✓ MIKE 11 dans le domaine de l'hydraulique de rivière unidimensionnelle
- ✓ MOUSE (MIKE URBAN) dans le domaine de l'assainissement
- ✓ MIKE NET pour les réseaux d'eau potable
- ✓ MIKE21 et MIKE3 dans le domaine de l'hydraulique marine bidimensionnel et tridimensionnelle.
- ✓ MIKE FLOOD couplage de MIKE 11 et MIKE 21 pour les rivières à problématique complexe

1.2-CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU LOGICIEL

« MIKE 11 est un outil de simulation unidimensionnelle des processus hydrodynamiques, hydrologiques, sédimentaires et de qualité des eaux. Le logiciel est particulièrement adapté à des milieux tels que les cours d'eau, les estuaires et les canaux. » (www.dhi.fr).

Le logiciel MIKE 11 est très complexe et complet, il peut être implémenté par de nombreux modules (ECO-LAB,...) et couplés à d'autres logiciels DHI (MIKE 21,...). Nous n'aborderons dans ce document que les modules couramment utilisés dans une étude hydraulique de rivière. Pour une utilisation particulière, il est préférable de se référer au manuel utilisateur (PDF) ou au site Internet www.dhi.fr.

Dans la plupart des cas, il permet la modélisation unidimensionnelle des cours d'eau afin de caractériser hydrauliquement leur fonctionnement (débit, vitesse, hauteur d'eau, régime....). Son mode hydrodynamique permet de calculer l'évolution d'un hydro gramme en fonction du temps et de l'espace.

Différents modules complémentaires permettent d'ajouter des fonctionnalités au logiciel :

- ✓ Module Hydrologique
- ✓ Module Transport de Sédiment
- ✓ Module Qualité des
eaux

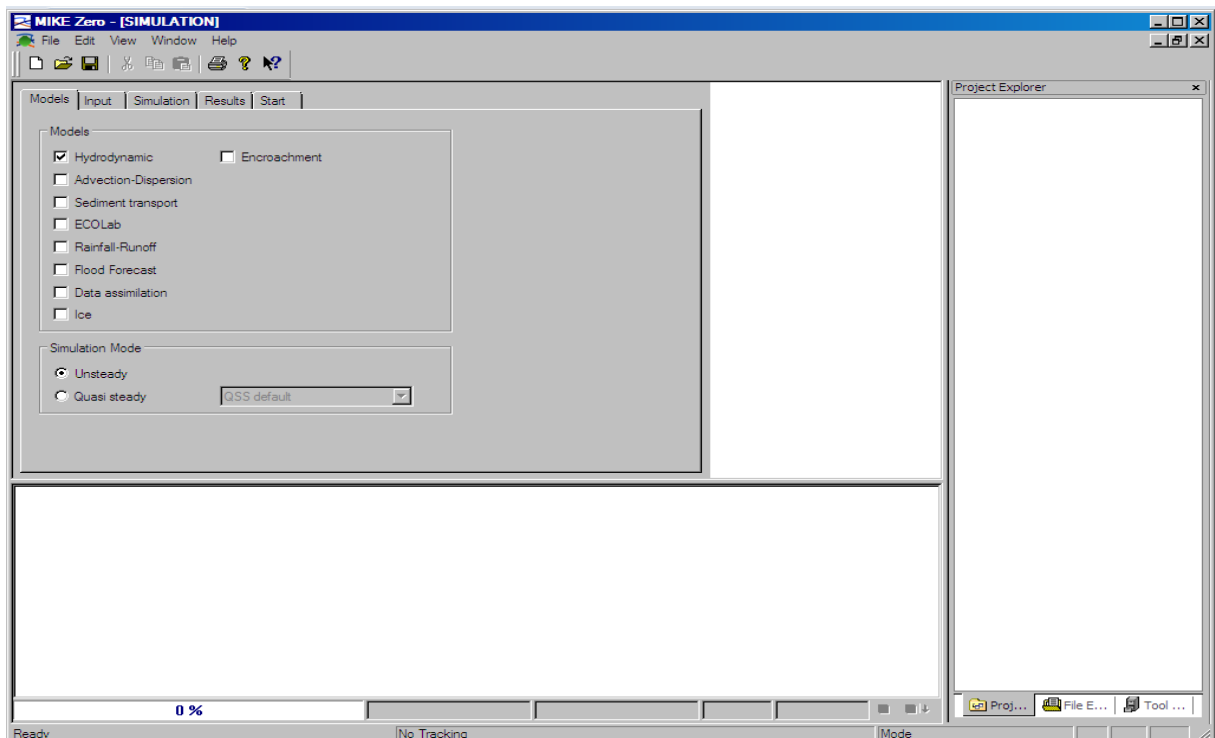


Figure 24 : Modèles de MIKE 21

1.3-VISUALISATION GLOBALE DU LOGICIEL

Une simulation hydrodynamique MIKE11 nécessite :

- ✓ Un fichier de réseau (.nwk11)
- ✓ Un fichier de profils en travers (.xns11)
- ✓ Un fichier de conditions aux limites (.bnd11)
- ✓ Un fichier de paramètres Hydrodynamique (.hd11)
- ✓ Un fichier de simulation pour tout regrouper et démarrer le calcul (.sim11)

D'autres fichiers peuvent intervenir pour des simulations particulières (Advection-Dispersion, Transport-Solide, Hydrologie).

Le résultat de la simulation sera 1 ou 2 fichiers de résultats (.res11) ouvrable avec MIKE VIEW uniquement.

Un autre type de fichier (bs11) permet de gérer et lancer plusieurs simulations en même temps (appelé, « BATCH »).

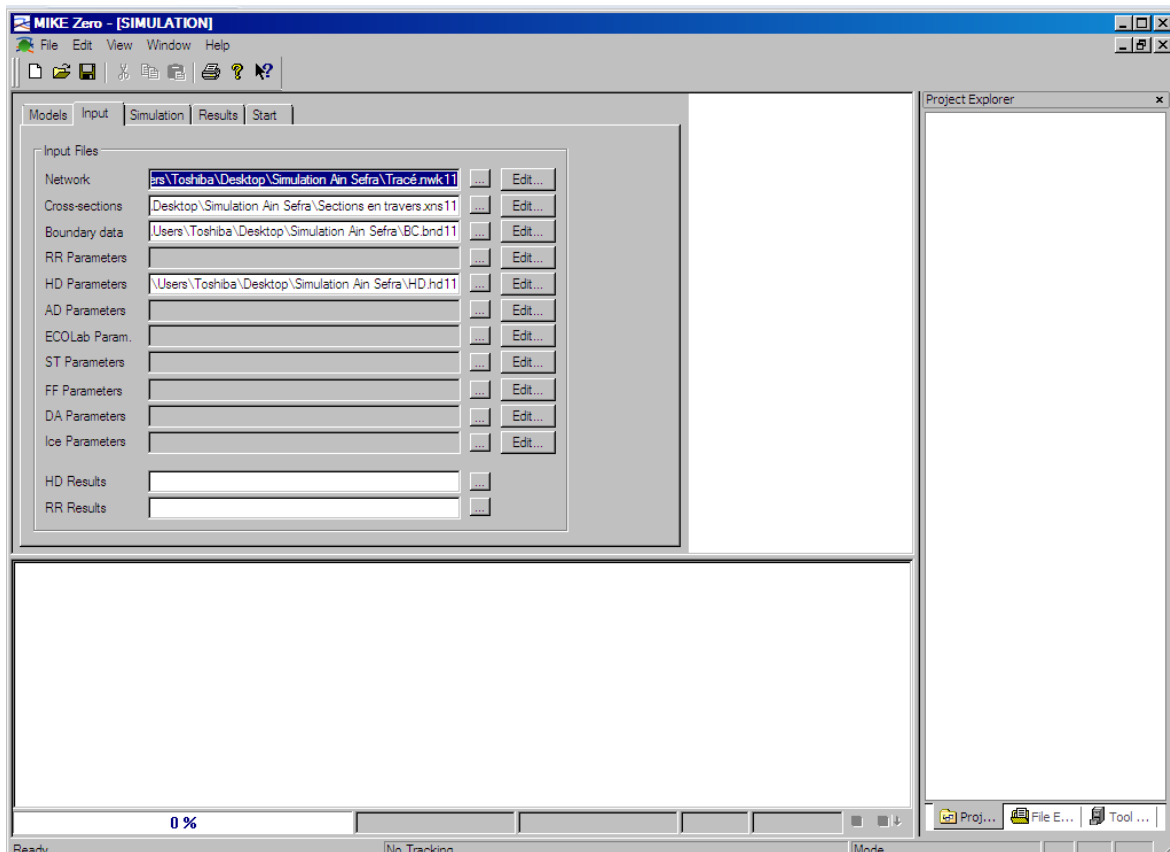


Figure 25 : Simulation Hydrodynamique nécessaire

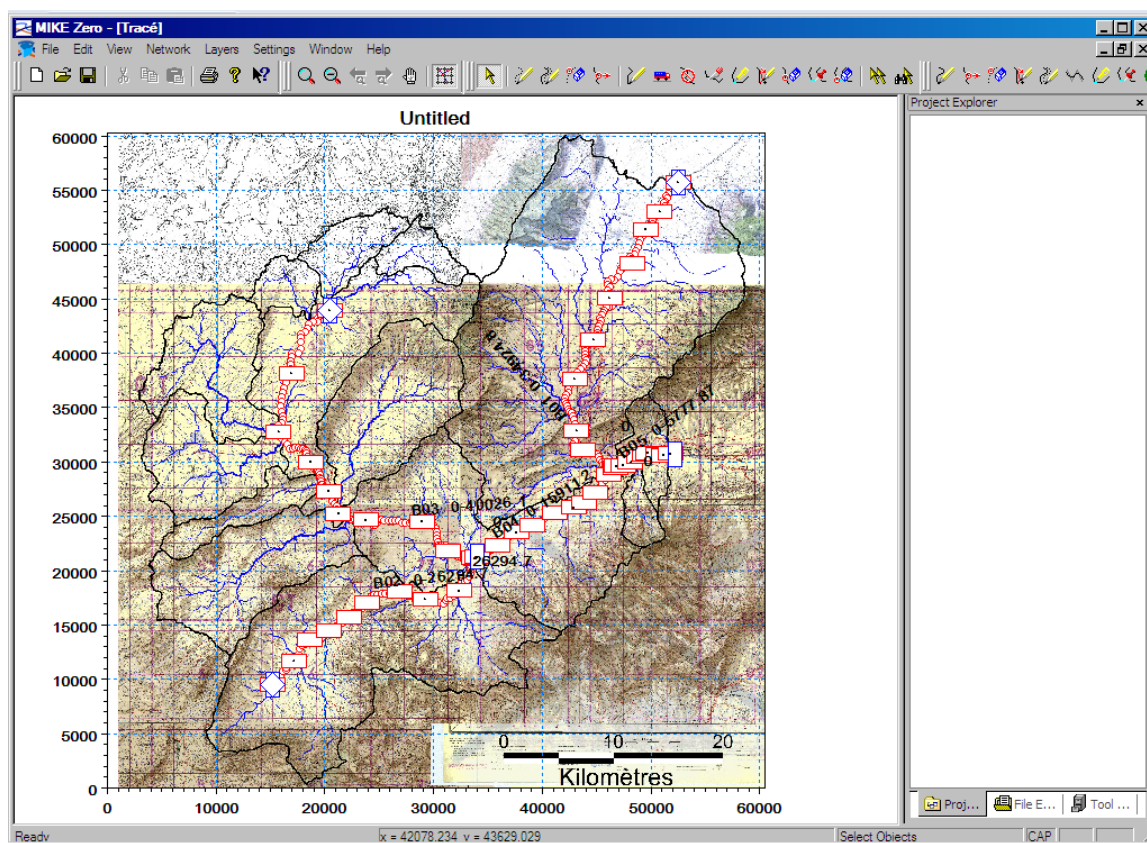


Figure 26: Visualisation du réseau MIKE 11(.nwk11) (Affichage Plan)

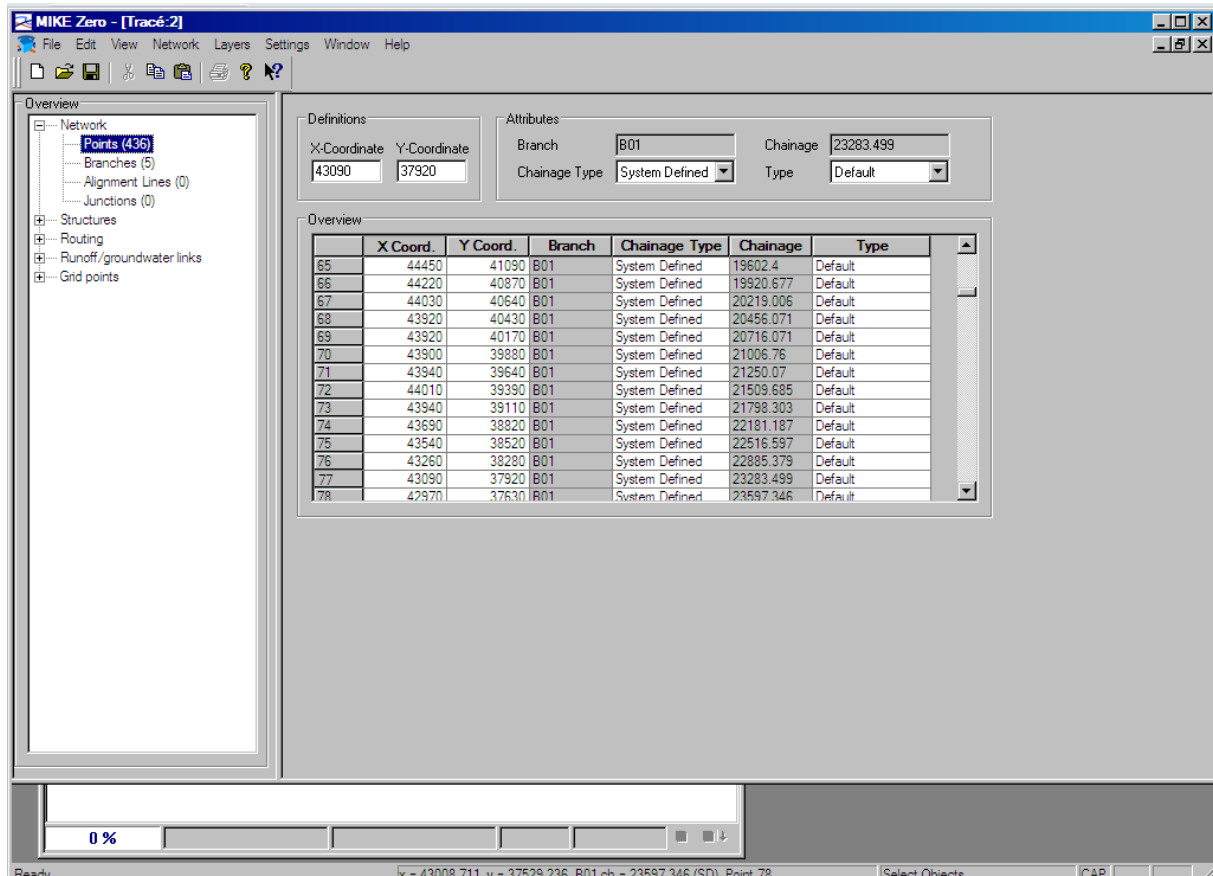


FIGURE27 : VISUALISATION DU RESEAU MIKE 11(.nwk11) (AFFICHAGE TABLE)

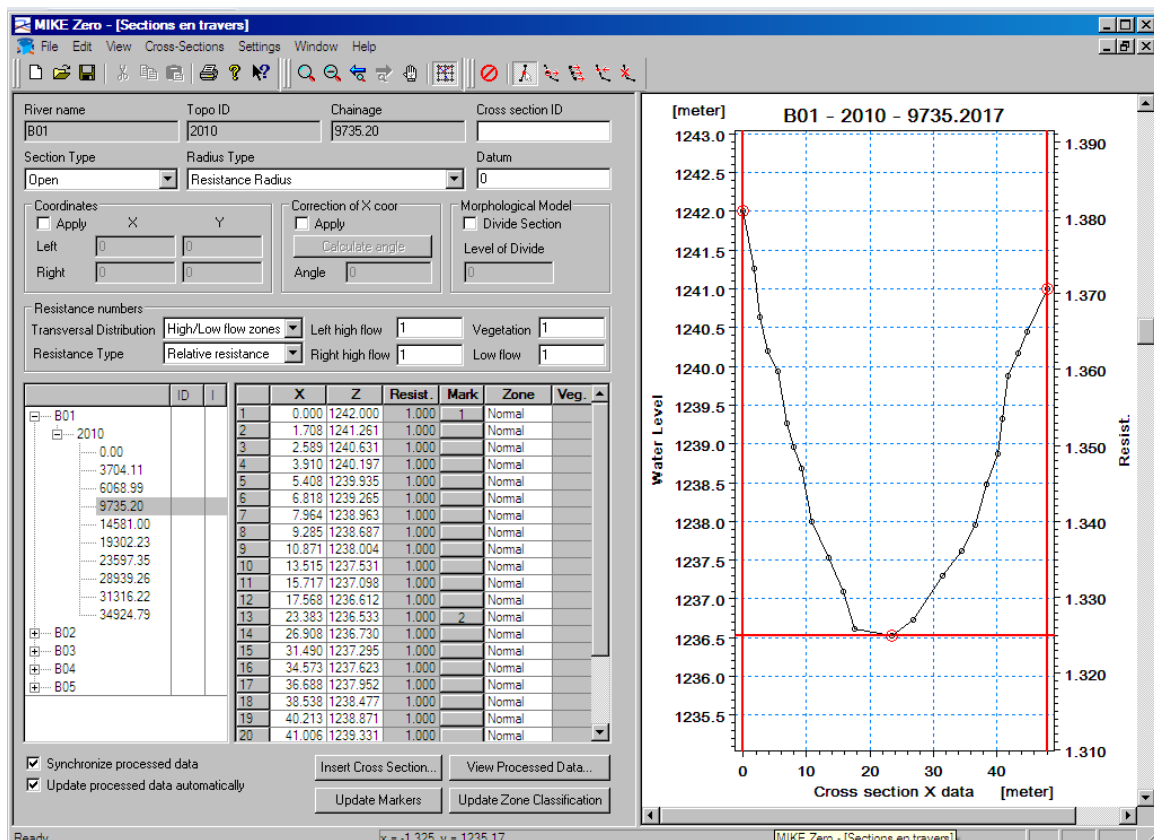


Figure 28: Visualisation des profils en travers MIKE 11 (.xns11) (Affichage données brutes)

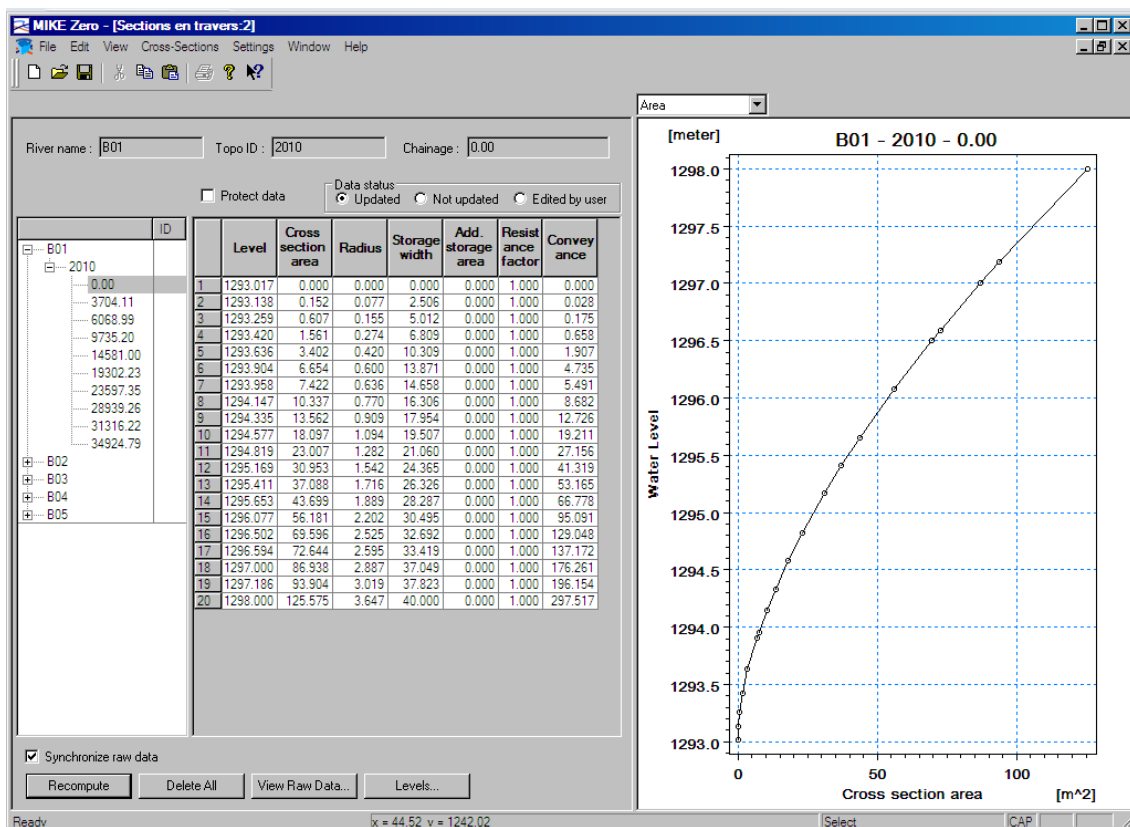


Figure 29: Visualisation des profils en travers MIKE 11 (.xns11) (Affichage données traitées)

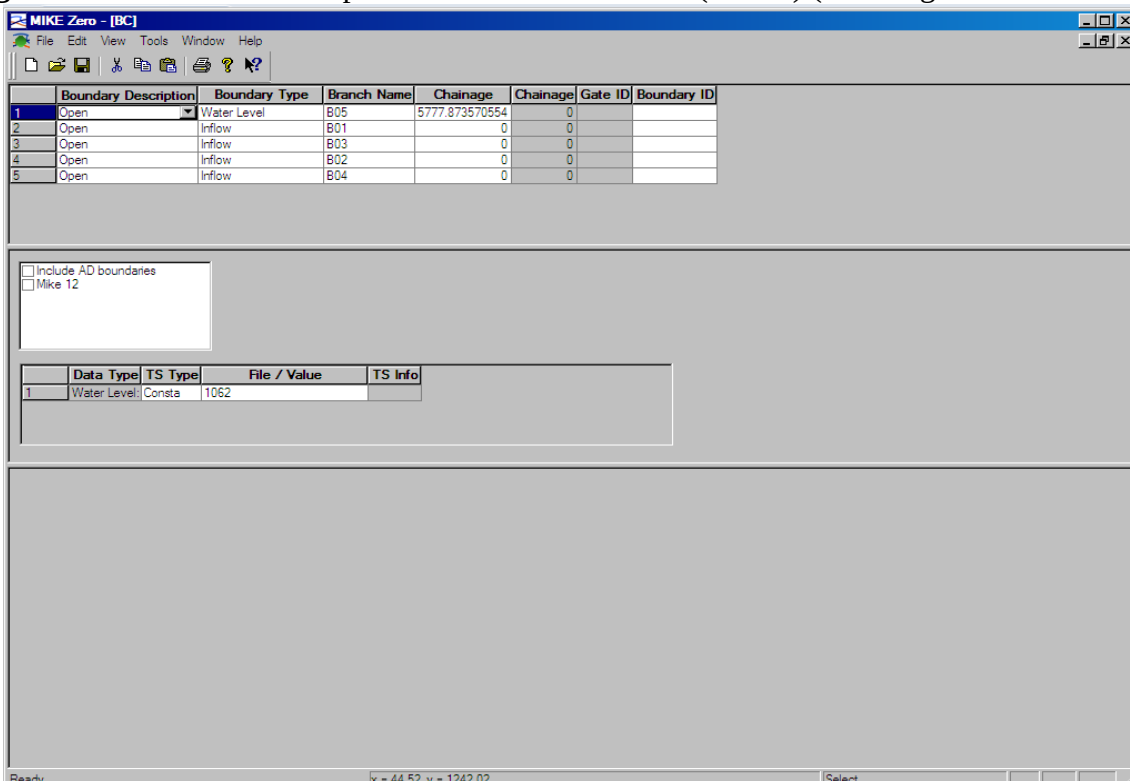


Figure 30 : Visualisation des conditions aux limites bnd11

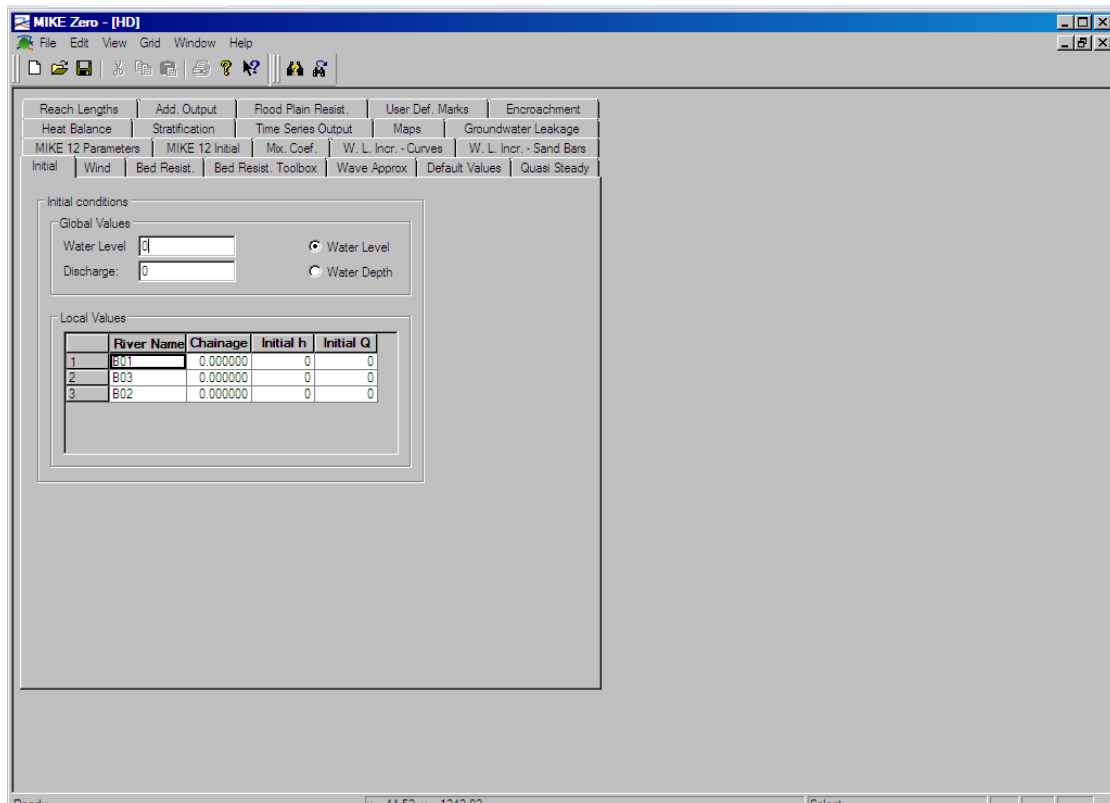


Figure31 : Visualisation des paramètres hydrodynamiques HD11

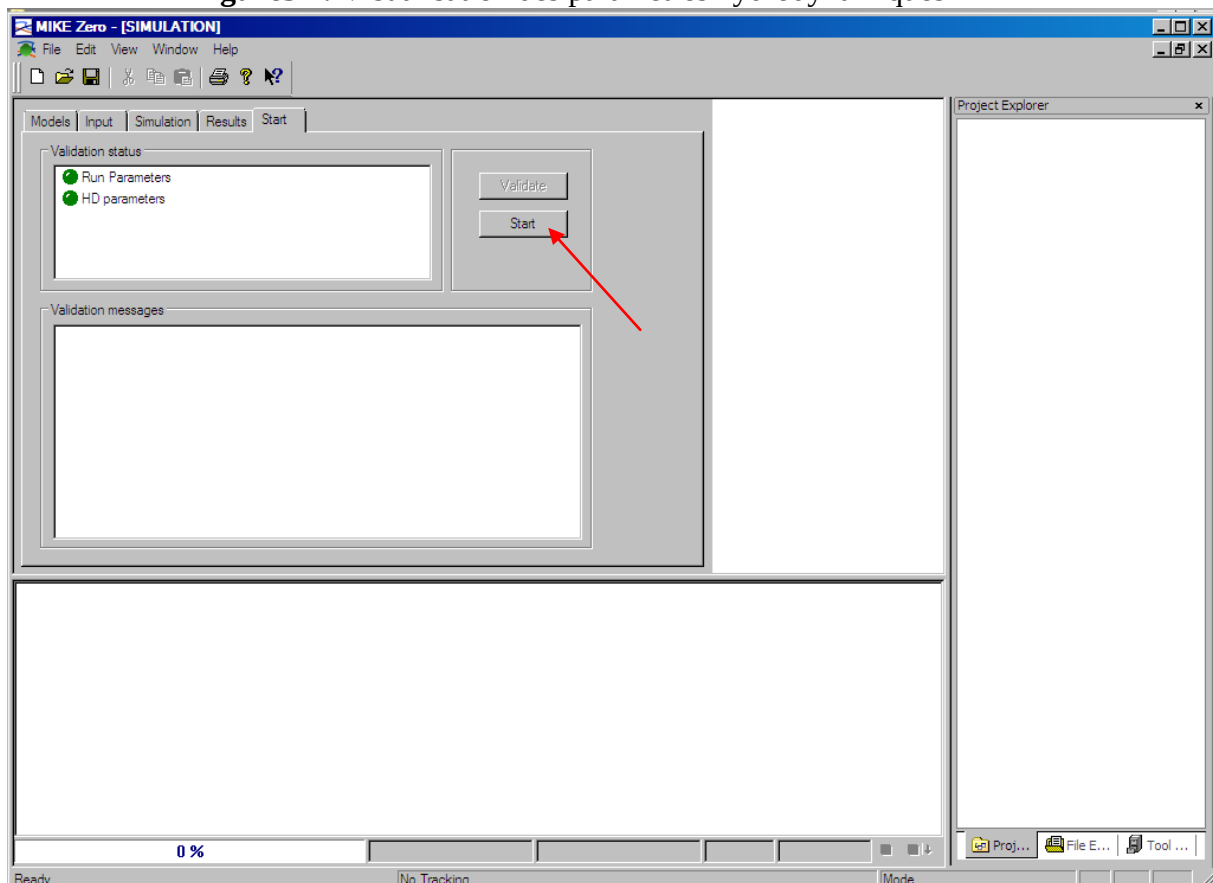
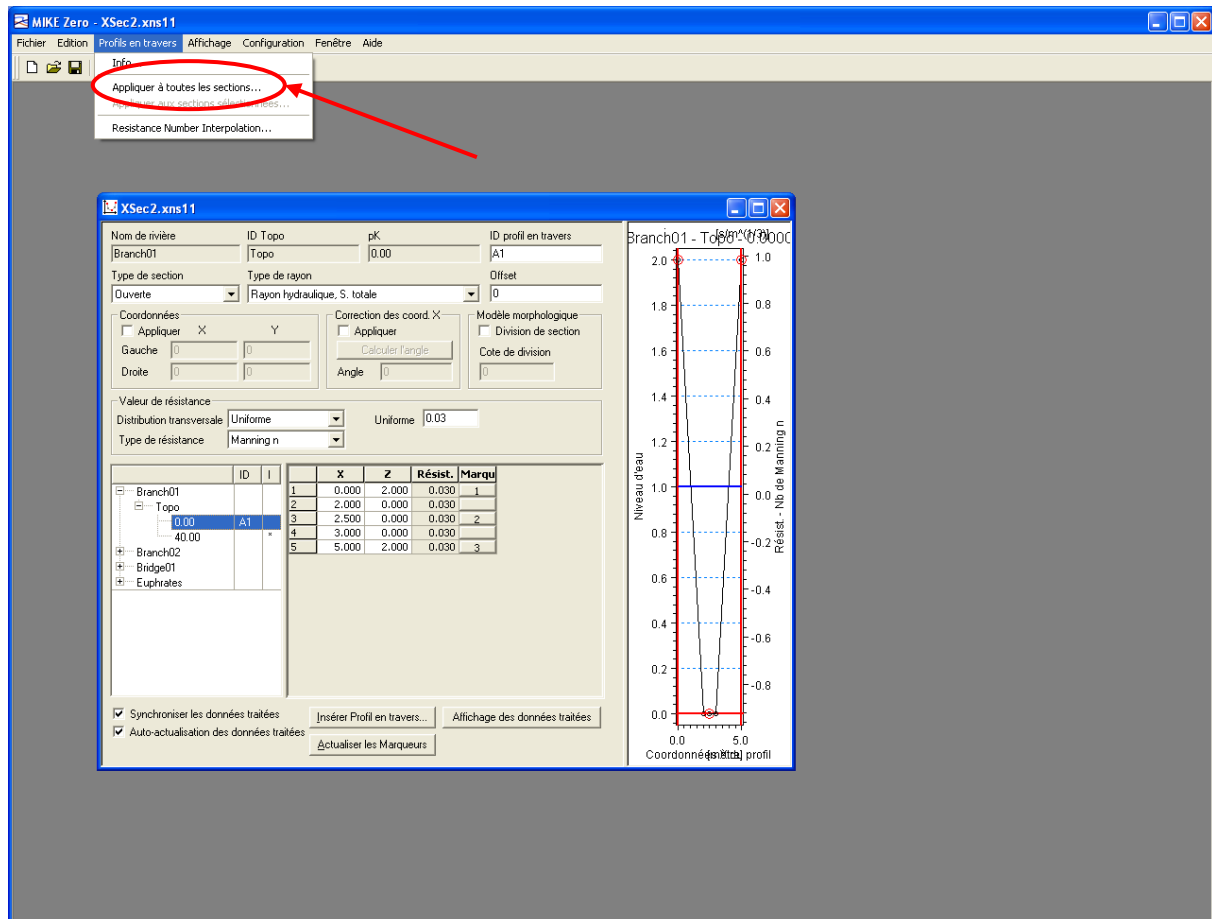


Figure 32: Visualisation du Scénario de simulation MIKE11

1.3.1-Compilation Géométrique

La compilation des données géométriques (profils en travers) n'est pas automatique lors de la sauvegarde du fichier MIK11. Il faut donc IMPERATIVEMENT recompiler les données après chaque modification :



Menu Cross-Sections -> Apply to all Cross-Sections

Settings to Apply in All Cross Sections

☐ Change Type Resistance Radius

☐ Change Datum 0

☐ Change

☐ Divide Section Level of Divide 0

☐ Change Transversal Distribution High/Low flow zones

☐ Change Resistance Type Relative resistance

☐ Change Resist. Value 0.04

☐ Change Left high flow 1

Right high flow 1

Low flow 1

☐ Change Method Automatic

☐ Change No of Levels 20

☐ Update Zone Classification

☐ Update Markers

☒ Recompute All

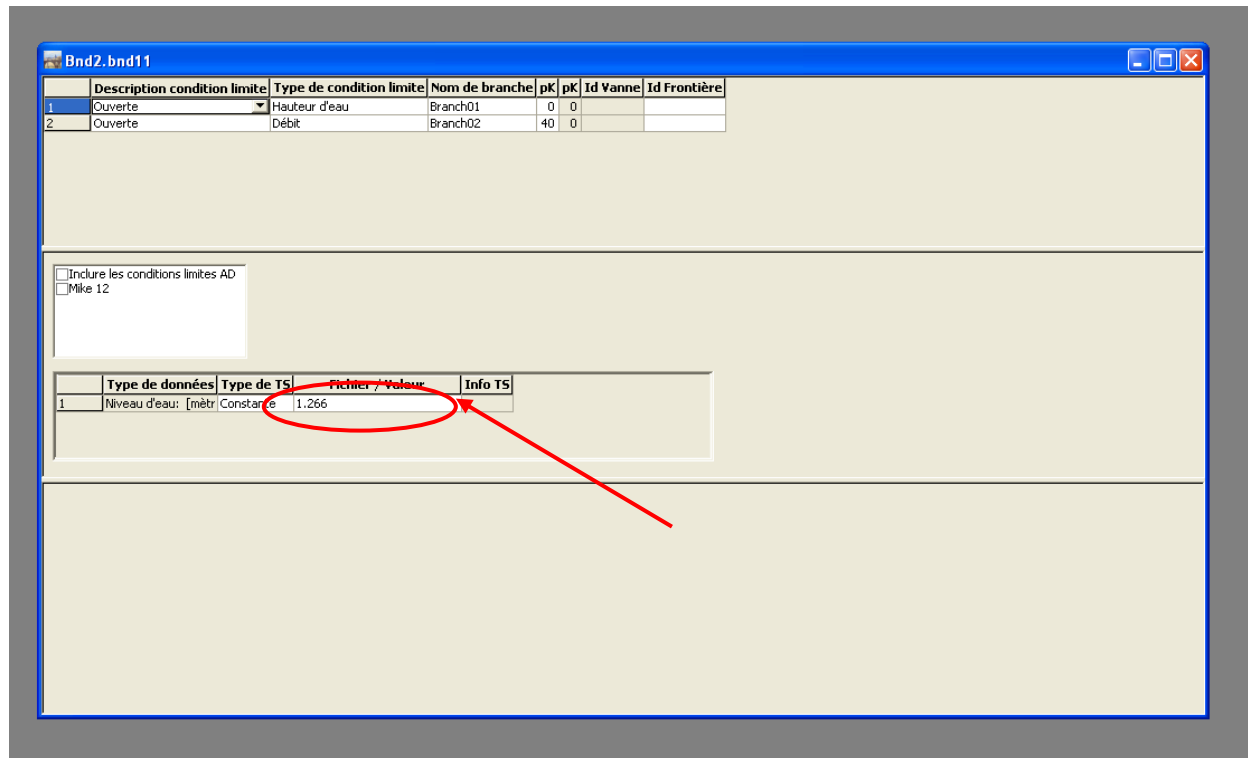
OK Cancel

Recompute All --> OK

1.3.2-Sauvegarde des données

Dans certaines cases la prise en compte des données n'est pas formidable, il arrive qu'une valeur pourtant affichée à l'écran ne soit pas prise en compte.

Il faut bien cliquer dans une autre case (voir 2) puis sauvegarder le fichier. En cas de doute, sauvegarder le fichier, fermer le fichier puis le ré-ouvrir pour vérifier.



EXEMPLE DE SAISIE QUI PEUT POSER PROBLEME

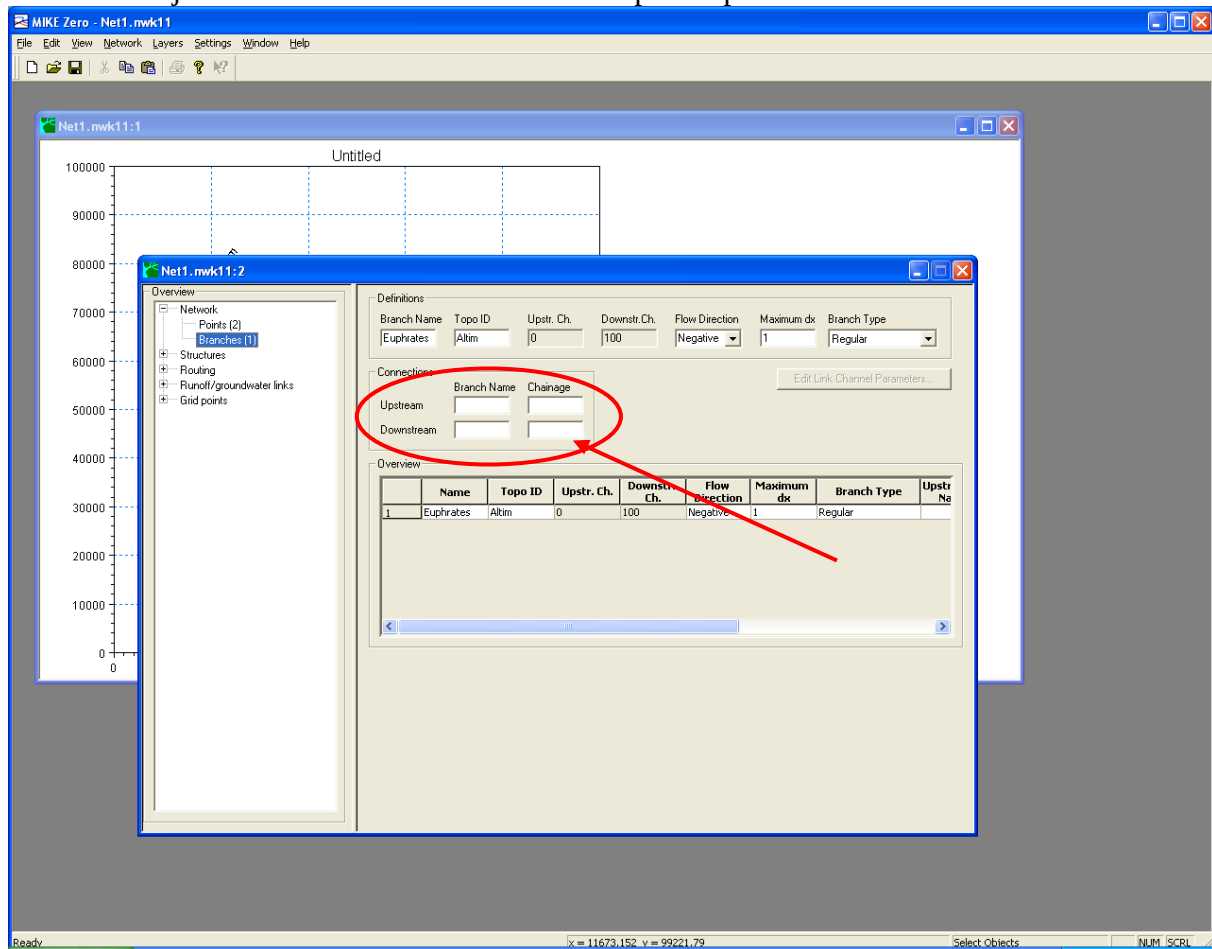
1.3.3-Affichage en Table du réseau

Lors de l'ouverture d'un fichier nwk11, seule la vue en plan est présente à l'écran. La vue en tableau est également très importante car elle contient toutes les informations sur les ouvrages, sens d'écoulement, Delta(x),... :

Affichage → Affichage Tabulaire.

1.3.4-Edition de Jonctions

L'éditeur de jonctions sous forme de saisie n'est pas au point....



Il est préférable de saisir une jonction graphiquement et de ne pas toucher aux cases de saisie (dixit FBV et le Manuel...).

1.3.5-Affichage Complémentaires

Il est possible d'obtenir des résultats complémentaires à la base (Q , h), pour cela il faut sélectionner les variables complémentaires dans le fichier hd11.

Il faudra ensuite charger un fichier de résultats complémentaire sous Mike View (res11)

La hauteur critique et normale ne sont cependant pas calculées. Le Froude permet de connaître le régime et la ligne d'Energie, de suivre les pertes de charge.

Les étapes essentielles pour une simulation hydrodynamique par le MIKE 11

- 1.1. Dessiner le réseau de l'oued à partir de la carte d'état major
- 1.2. Entrer les profils en travers à partir de levé topographique
- 1.3. Entre les conditions aux limites (le débit Q , la hauteur d'eau h)
- 1.4. Entrer les conditions hydrodynamiques
- 1.5. Faire une simulation

On va étudier deux parties :

- La première partie c'est l'état initial c'est-à-dire on va estimer les niveaux d'eau des oueds sans projeté les ouvrages hydraulique (par exemple un déversoir)
- La deuxième partie consiste à projeté des ouvrages hydraulique pour savoir la variation des niveaux d'eau.

2 .Mike 21

Mike 21 est le logiciel de modélisation 2D développé par DHI. Ce logiciel très complet, permet de réaliser des simulations hydrauliques en régime permanent ainsi qu'en régime transitoire. Il permet aussi d'intégrer des ouvrages hydrauliques dans les modèles ce qui est très intéressant dans le cadre de notre étude.

2.1- Dans un modèle 2D

Dans un modèle 2D, la topographie de la rivière est définie par un réseau de mailles. A partir des données topographiques initiales et de calculs statistiques, une altitude est associée à chaque maille (ou nYud). Finalement, les mailles, accolées les unes aux autres, forment ainsi un maillage (cf. figure 8) qui présente une altitude en tout point de la zone étudiée. Ces maillages peuvent ainsi représenter la topographie des cours d'eau.

La reproduction précise de la topographie de la rivière est fondamentale pour pouvoir être proche de la réalité lors de la simulation des écoulements. La précision d'un maillage dépend essentiellement de sa résolution, c'est-à-dire de sa densité. Un maillage est dense lorsque les mailles qui le composent sont petites et nombreuses. Par suite, il est évident qu'un maillage dense permettra de prendre en compte la majeure partie des aspérités du relief alors qu'un maillage plus large ne considérera que les reliefs grossiers. De plus, selon une étude réalisée au Royaume Uni (HARDY, BATES, ANDERSON, 1998), la résolution du maillage affecte les surfaces inondées, les débits maximums simulés, les vitesses et les hauteurs observées en un point. Cette étude a également démontré que la résolution du maillage a un effet plus important sur les résultats des simulations hydrauliques que les paramètres de calage comme la rugosité.

La taille des mailles est également très importante dans la définition du modèle. Le maillage doit être capable de représenter tous les reliefs ayant un impact sur les écoulements hydrauliques. Pour cela, la résolution du modèle doit être suffisamment précise. Mais la résolution du modèle a ses limites. +l est certes possible d'augmenter la densité du maillage, mais les conséquences sur les temps de calculs et sur la stabilité sont notables. En effet, densifier un maillage revient à augmenter le nombre et de mailles et donc le nombre de point de calcul ce qui allongera la durée des simulations hydrauliques. Augmenter la résolution du modèle a également pour conséquence de considérer toutes les petites aspérités du relief n'ayant pas toujours d'impact sur les écoulements. Or ces microreliefs peuvent entraîner des problèmes de stabilité du modèle qui empêchent les simulations hydrauliques. Les problèmes de stabilité peuvent parfois être réglés par la réduction du pas de temps lors de la simulation ce qui augmente une nouvelle fois les temps de calculs.

Conclusion

La définition de la géométrie du cours d'eau est une étape fondamentale de la modélisation de rivière. La topographie de la rivière et les ouvrages hydrauliques ont en effet un impact très important sur les lignes d'eau simulées. Cette étape nécessite une bonne connaissance des lieux et des écoulements de la part de l'utilisateur pour pouvoir considérer les reliefs importants tout en simplifiant la topographie afin de limiter le nombre de points de calcul. Dans un modèle 1D, la topographie est définie par des profils en travers ce qui engendre une définition précise du lit mineur mais aussi une définition grossière du lit majeur. Dans les modèles 2D, c'est un maillage qui renseigne sur la topographie de la rivière. Ce type de données, permet de définir de façon très précise la topographie du lit majeur mais pose quelques problèmes de précisions dans le lit mineur. Pour optimiser la précision de la topographie et donc des résultats des simulations, un outil est apparu intéressant pour la modélisation des secteurs étudiés.

.

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL (1D) ET BIDIMENSIONNEL(2D)

Introduction

Le présent consiste à examiner l'onde de rupture totale d'un barrage en terre par une simulation de l'hydrodynamique de l'écoulement à l'aval du barrage et se basant sur un calcul en mode unidimensionnel (1D) et bidimensionnel (2D) à l'aide des codes de calculs d'un progiciel de modélisation.

En effet, les codes de calculs MIKE11 et MIKE21, respectivement de modélisation hydrodynamique d'un écoulement à surface en régime permanent et transitoire permettent ainsi de dégager le degré de vulnérabilité de l'onde de rupture d' barrage. A ce titre, et dans le cas notre étude nous allons examiner l'onde de rupture du barrage de Harreza.

1- Modélisation unidimensionnelle (1D)°

Dans le cas d'un modèle unidimensionnel (1D), la morphologie du relief est représentée par la topographie de la rivière. Cette dernière est définie par le profil en long et les profils des sections en travers de la vallée à l'aval du barrage. Pour ce faire, et dans le cadre d'une modélisation hydraulique, les profils d'étude doivent respectés six règles simples [KREIS, 2004] :

- Etre perpendiculaires aux écoulements
- Ne jamais se croiser
- Considérer toute la largeur du lit majeur
- Décrire le profil en long
- Permettre la modélisation des ouvrages hydrauliques
- Prendre en compte les contractions et les élargissements des écoulements

La construction d'un modèle 1D demande à l'utilisateur une bonne connaissance du terrain et des écoulements et des et profils en travers construits pour établir la topographie de la zone d'étude. Une simulation hydrodynamique MIKE11 nécessite :

- ✓ Un fichier de réseau (.nwk11)

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

- ✓ Un fichier de profils en travers (.xns11)
- ✓ Un fichier de conditions aux limites (.bnd11)
- ✓ Un fichier de paramètres Hydrodynamique (.hd11)
- ✓ Un fichier de simulation pour tout regrouper et démarrer le calcul (.sim11)

1- Réseau d'écoulement :

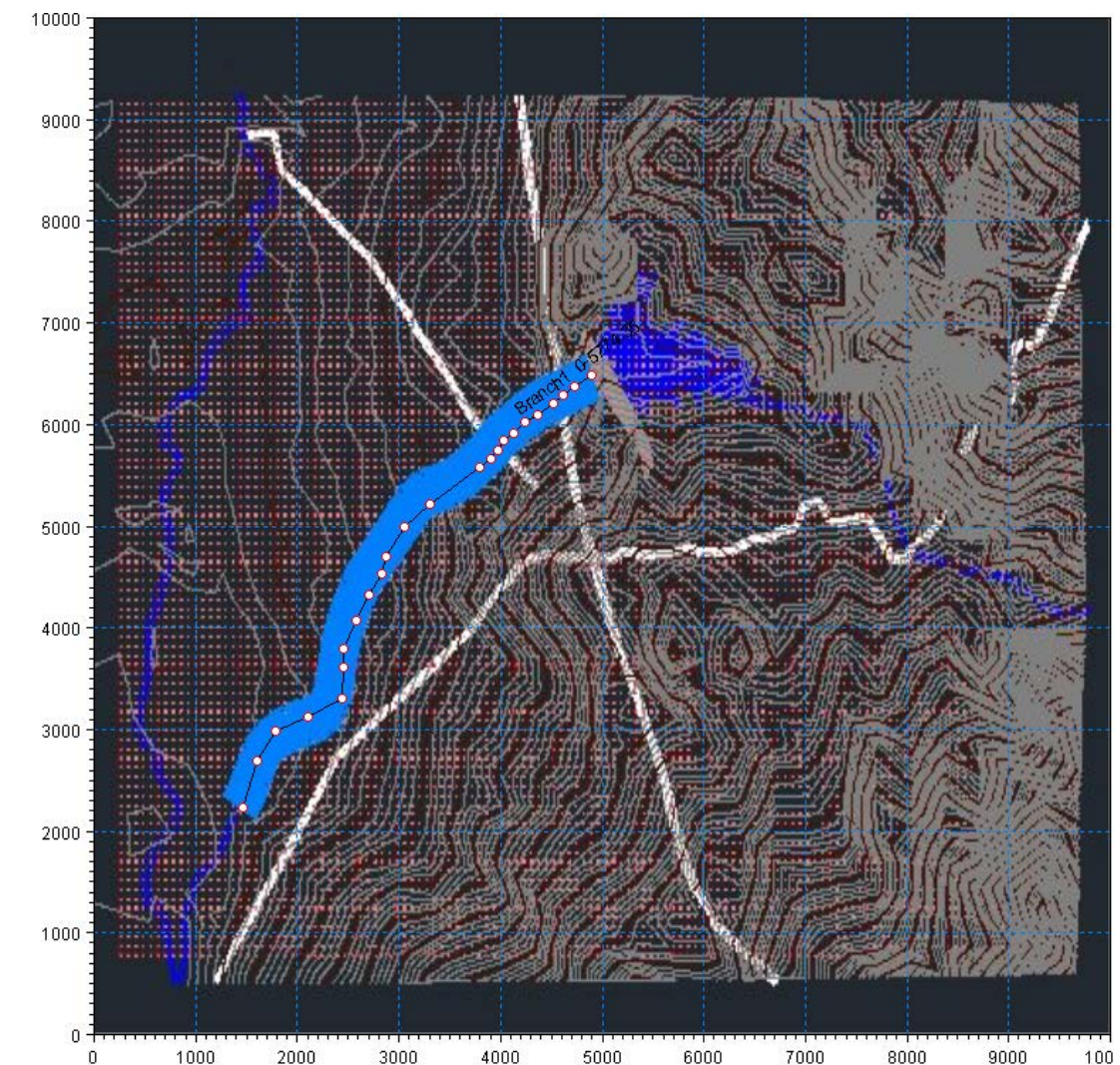


Figure 33 : Vue en plan de la zone d'études avec MIKE11

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

2. Section en travers:

Dans notre travail nous avons défini au total 45 sections en travers, distantes de 100 à 200 m . Chaque section a été introduite dans le code de calcul MIKE11 comme l'indique la figure ci dessous (figure 2)

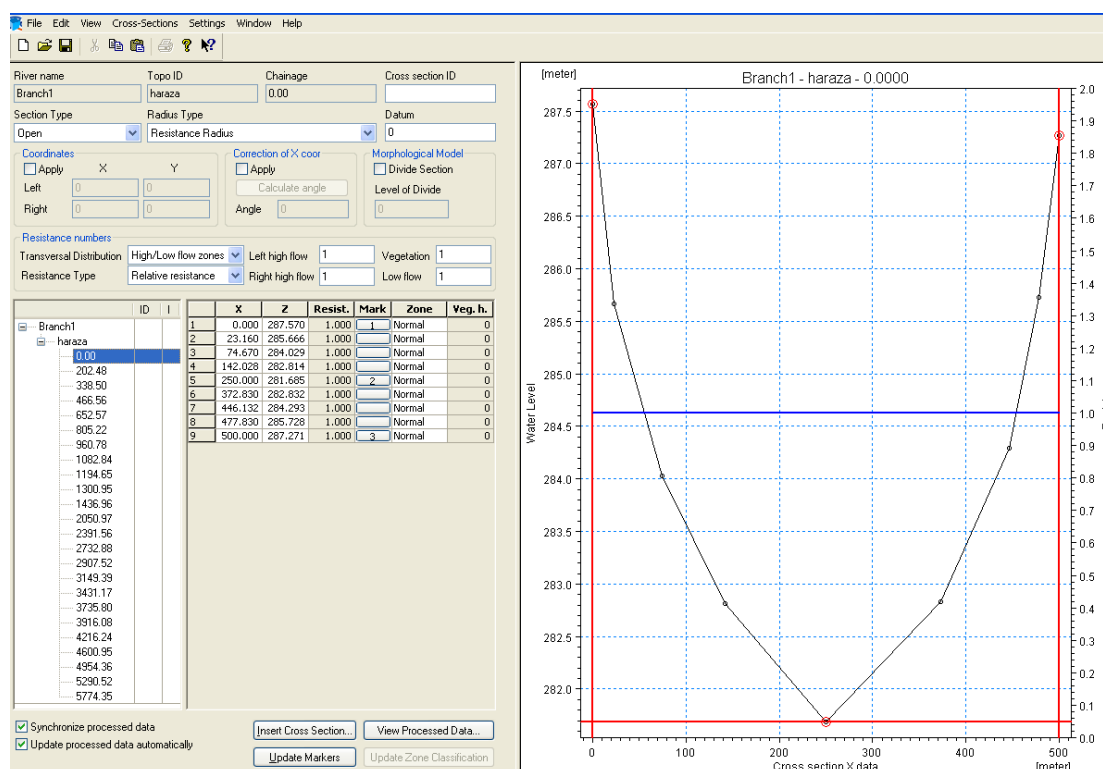


Figure34 : Coupe d'un profil en travers MIKE 11

3- Conditions aux limites (Q et H) :

Dans notre cas en nous avons pris en considération deux sections de rupture pour des scénarios de sections les plus envisageables pour le barrage en terre :

1.1- Section rectangulaire correspondant au calcul du débit correspondant au volume total du barrage

Pour une : pente de $I=0,08^\circ$
Hauteur $H = 41,0 \text{ m}$
Débit de $Q=8738,0 \text{ m}^3/\text{s}$



Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

1.2-Section trapézoïdale pour les conditions analogues on a :
 $Q=4363 \text{ m}^3/\text{s}$

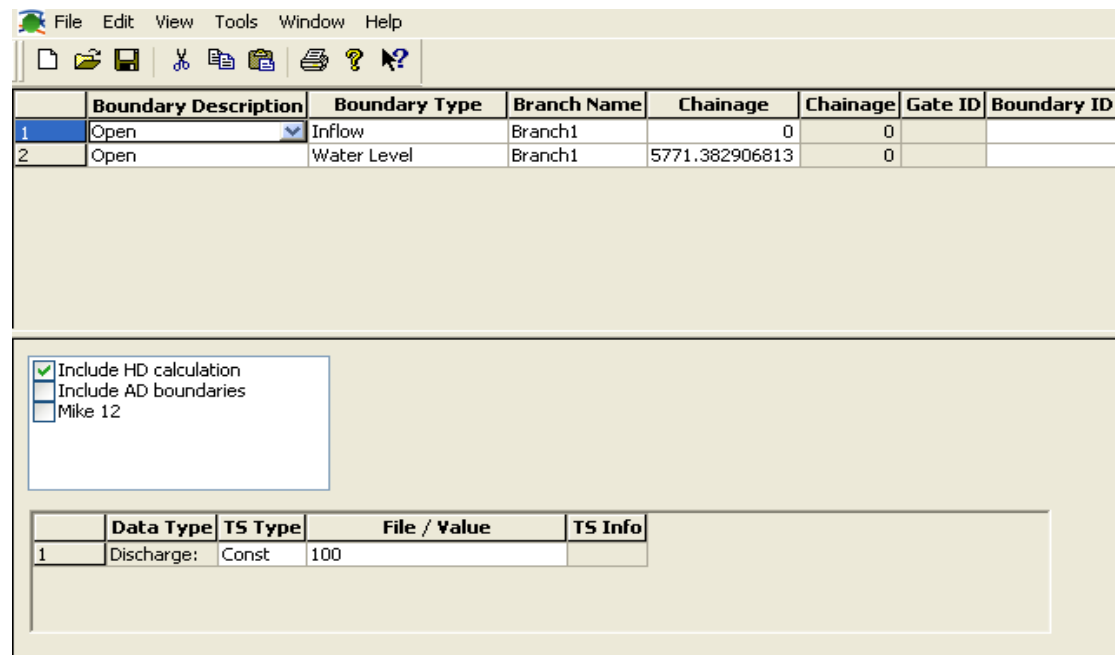


Figure 35: Fenêtre des conditions aux limites définies par Mike 11.

4- Paramètres Hydrodynamiques :

4.1-Coefficients de rugosité

Selon la nature des matériaux qui constituent le lit des oueds, la rugosité du lit mineur est différente. Par exemple, les cours d'eaux caractérisées par la présence de roches ou de végétations dans le lit mineur ont une rugosité plus importante que les cours d'eaux composés de graviers ou de sables. La rugosité est couramment définie par le coefficient de Manning (n) ou le coefficient de Strickler (K). Pour le lit mineur des cours d'eau.

Dans notre cas on considère que le lit de l'oued se divise en trois coefficients de rugosité.

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

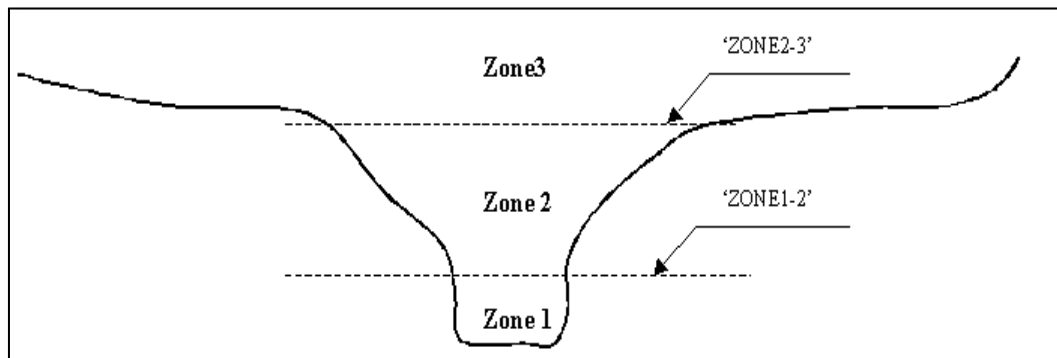
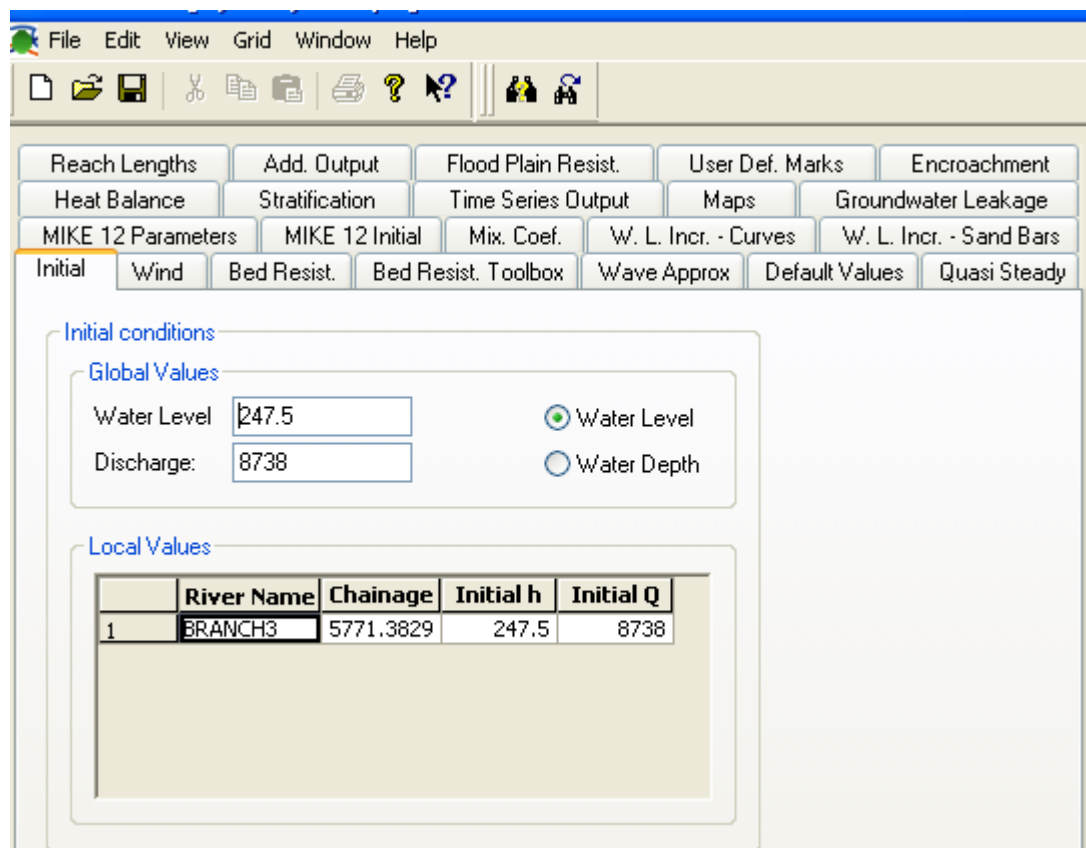


Figure 36 : Définition des coefficients de rugosités pour les trois zones du lit



Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

Figure5 : Paramètres Hydrodynamiques (MIKE11)

5-Résultats de simulation :

Après avoir construit le modèle hydraulique, défini par les conditions aux limites, et les conditions initiales, les simulations peuvent débuter dont les résultats du modèle doivent être calés aux événements observés dans le lit de l'oued Herraza. Cette action permet juste de valider les résultats des simulations

5.1- Graphes

Les graphes permettent de visualiser les différentes variations des différentes grandeurs en fonction de la distance au l'oued. La figure (figure 6) montre l'évolution du tirant d'eau le long de la vallée de Harreza



Figure 37: Vue en plan de l'élévation du plan d'eau le long de l'oued à l'aval du barrage

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

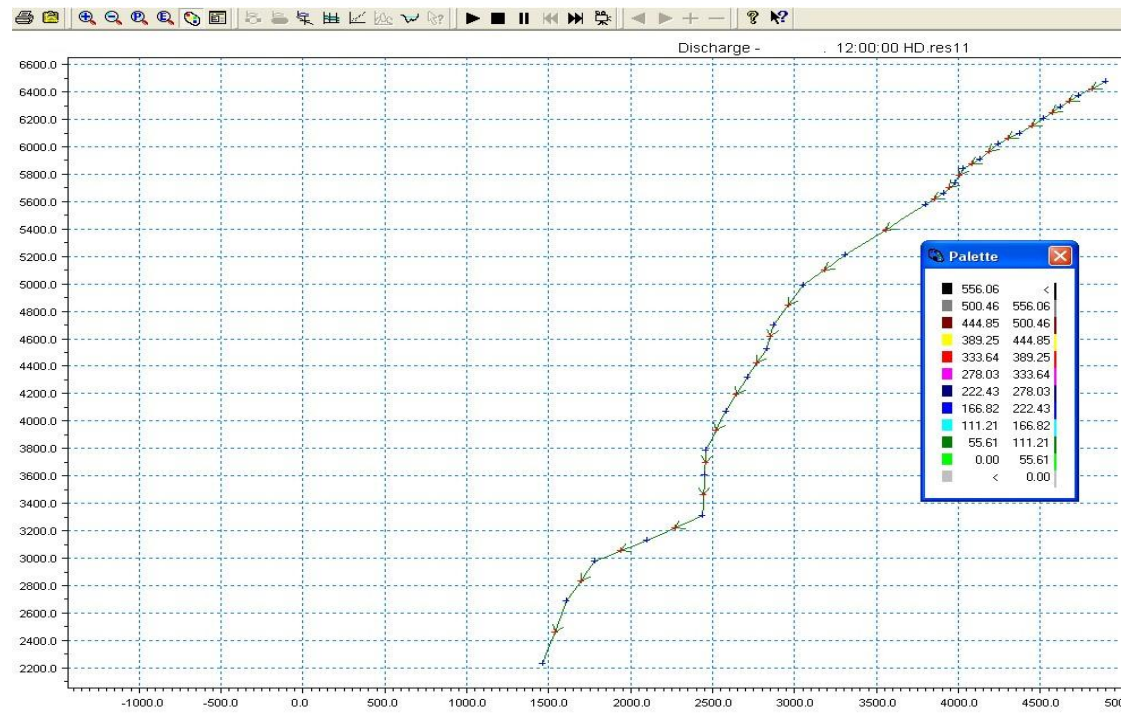


Figure38: Evolution du débit d'eau le long de l'oued(à l'aval du barrage)

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

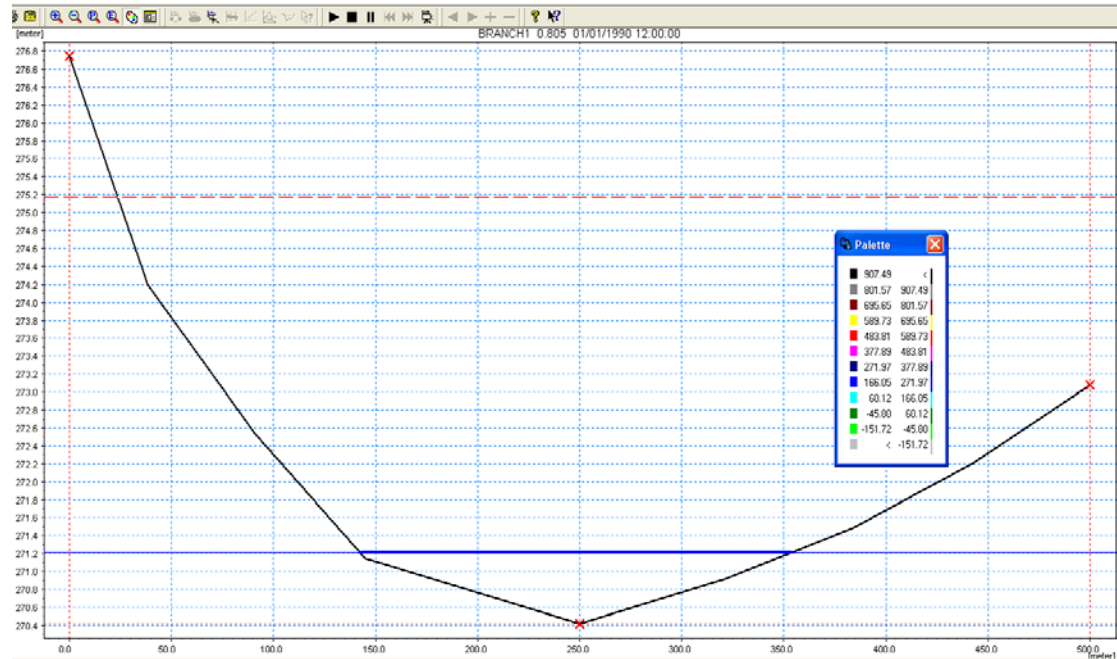


Figure39: Elévation d'eau dans une section en travers, Section située au Pk 900
Situé à 600 m à l'aval barrage

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

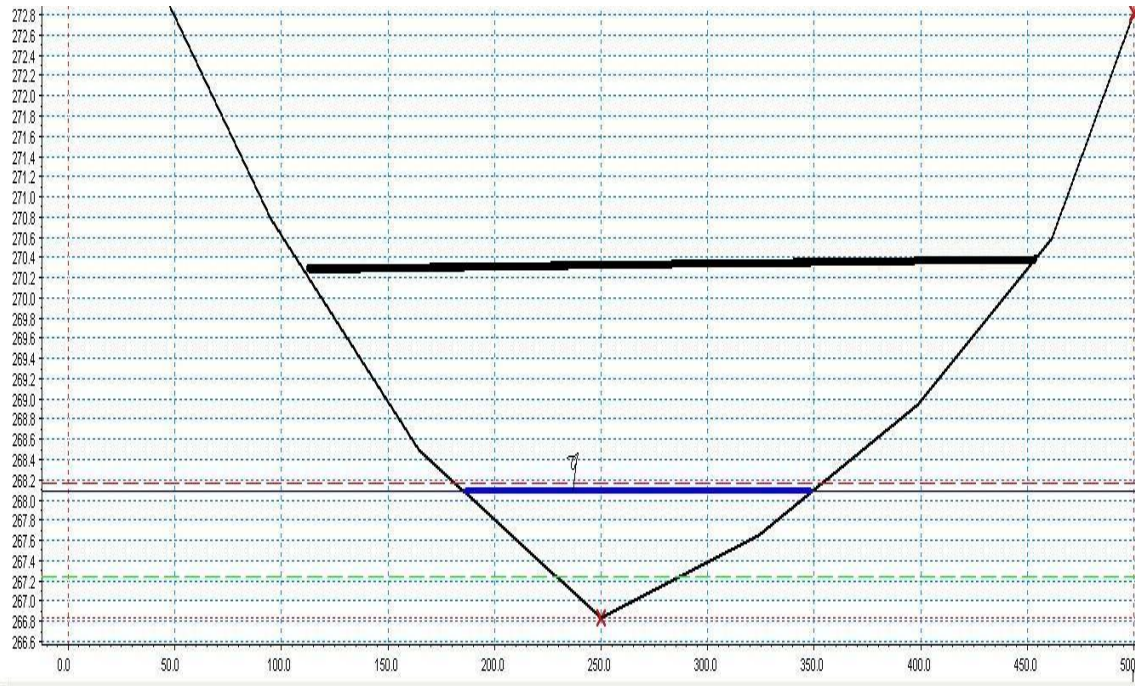


Figure40: Niveau du plan d'eau par rapport à l'ouvrage de franchissement de l'autoroute A1

En effet, le calcul en mode unidimensionnel (1D), les simulations aboutissent à des hauteurs d'eau variables tout le long de la vallée, située à l'aval du barrage.

Sur le profil en travers ci-dessus (Figure 9), la ligne d'eau issue de la simulation MIKE11 ; nous renseigne sur les niveaux d'eau au niveau de chaque section dans le lit majeur et mineur à l'aval du barrage et ce pour différents instants ou temps d'alerte à savoir : $t=5$ min , $t=10$ min , $t=15$ min et pour des instants $t > 15$ min . Ce qui permet de délimiter les zones sensibles, atteintes par l'intensité d'inondation définie comme étant le produit de la hauteur (h) et la vitesse (v) d'écoulement.

D'après les résultats obtenus, Il s'avère qu'à l'aval du barrage et après l'ouvrage de franchissement de l'autoroute A1, on constate un exhaussement du niveau d'eau compte tenu de la faible pente et les étranglements de sections de l'oued .

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

Tableau N° 01: Différentes Elévation d'eau obtenue par le mode 1D :

Distance (Km)	Elévation d'eau (m)	Vitesse d'eau (m/s)	Intensité (m²/s)	Nombre de Froude (-)
0,000	3,478	1,519	5,283082	0,89582
0,202	3,369	1,489	5,0177811	0,86438
0,338	3,287	1,459	4,795733	0,83648
0,467	3,009	1,801	5,419209	0,98793
0,653	2,684	2,352	6,312768	1,21851
0,803	2,351	2,273	5,343823	1,10211
0,961	2,289	2,200	5,0358	1,05256
1,083	2,217	2,257	5,003769	1,06271
1,195	2,163	2,317	5,011671	1,07759
1,301	2,038	1,504	3,065152	0,67897
1,437	1,925	1,113	2,142525	0,48833
2,051	1,813	1,34	2,42942	0,57056
2,733	1,758	1,684	2,960472	0,70608
2,908	1,539	1,076	1,655964	0,42212
3,149	1,471	0,791	1,163561	0,30338
3,736	-----	-----	-----	0,34897
3,961	-----	-----	-----	0,40891
4,216	-----	-----	-----	

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL



Figure41 : Présentation graphique des résultats à l'aval du barrage,

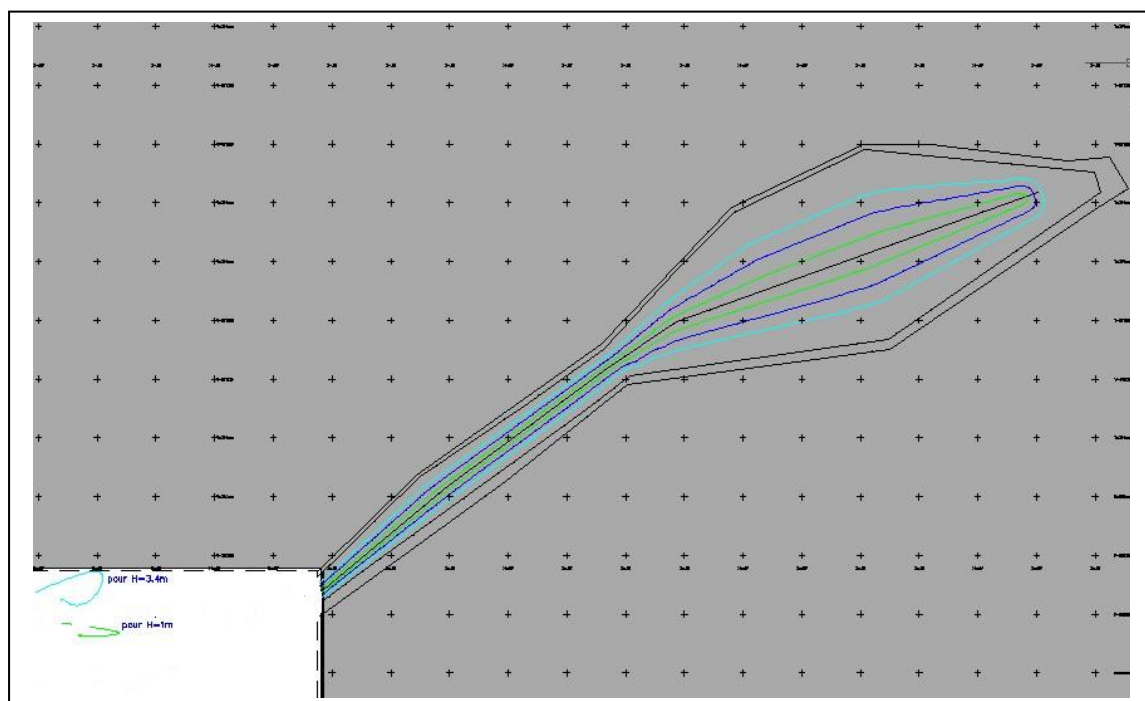


Figure42 : Carte des valeurs iso-hauteurs d'eau à l'aval du barrage

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

pour l'instant $t > 15$ min

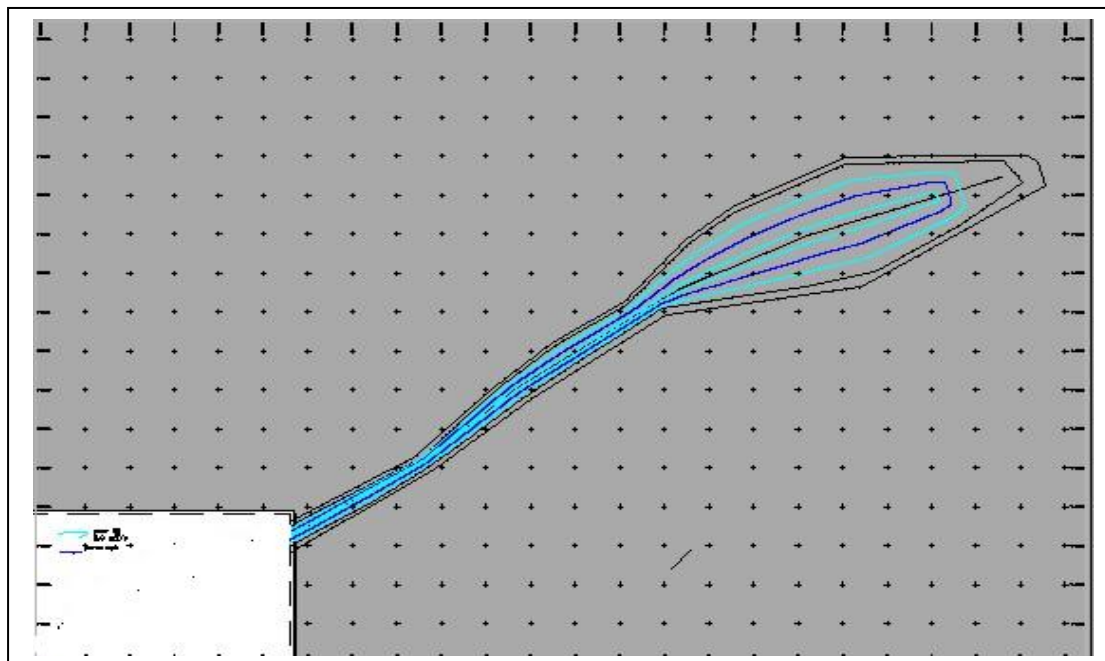
A la lumière des résultats (tableau N° 1), nous avons constaté que les hauteurs d'eau à l'aval du barrage sont variables ; dont la hauteur varie entre 3,47 à 1,4 m ce que permet de conclure qu'il existe un certain degré de vulnérabilité, située juste dans les sections situées bien avant l'ouvrage de franchissement de l'autoroute A1. Par rapport à nos calculs, l'ouvrage en question est bien protégé et peut admettre des valeurs de débit plus importantes que celles simulées par l'onde de rupture. En ce qui concerne les vitesses on remarque, une variation des vitesses en fonction des conditions morphodynamiques de la vallée à l'aval du barrage, les vitesses varient de 0,72 à 2,31 m/s.

Le régime d'écoulement est défini par le nombre de Froude qui représente le rapport entre la vitesse moyenne du fluide et la célérité de l'onde mécanique du milieu, Nous remarquons que le nombre de Froude varie de 0,5 jusqu'à 1,2. Donc, dans certains tronçons on assiste un régime d'écoulement fluvial et dans d'autres un régime torrentiel ce qui permet d'assister dans certaines zones d'écoulement de l'onde à des formations de rouleaux.

Intensité de submersion :

Elle est définie comme étant le produit du tirant d'eau (h) produit et la vitesse (V) d'écoulement :

$$I \text{ (m}^2\text{/s)} = h \text{ (m)} * V \text{ (m/s)}, \quad (12.1)$$



Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

Figure43: Carte des intensités calcul en mode de calcul 1D,

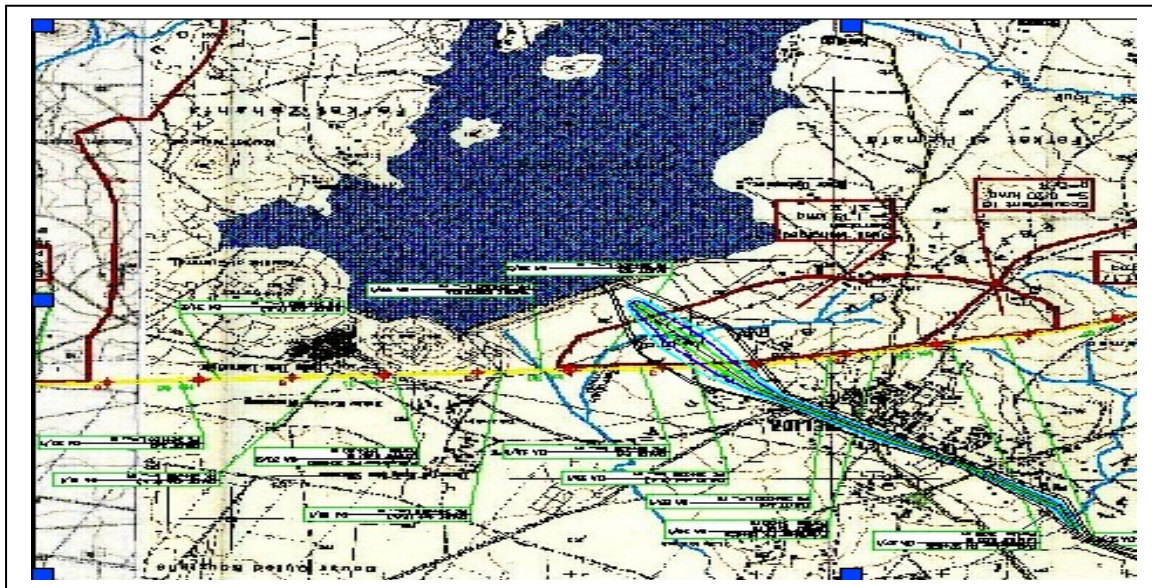


Figure 44: Présentation des résultats calés par rapport au levé
Topographique à l'Echelle 1/25000

2, Modélisation bidimensionnelle (2D)

Après avoir importé les données brutes de la topographie de la rivière, la production d'un modèle 2D débute par la construction d'un maillage par l'utilisateur, Ce maillage est ensuite associé a des données topographiques calculées par échantillonnage a partir des données topographiques réelles,

La dernière phase consiste a contrôler la qualité du maillage récemment construit,

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

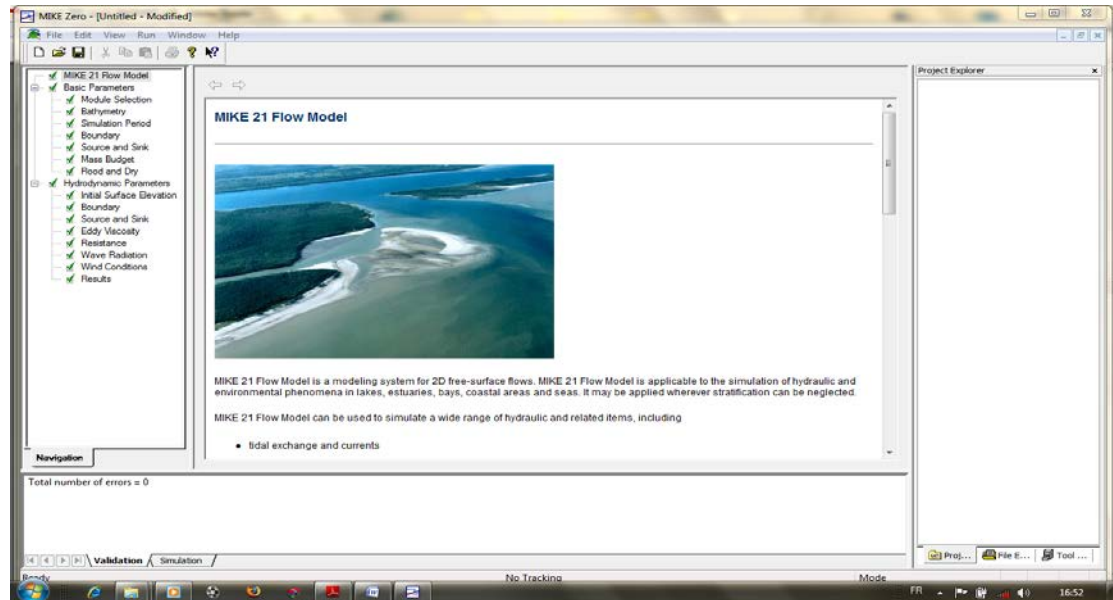


Figure45: Modélisation des cours d'eau MIKE 21,

1, Paramètres hydrodynamiques

Se joindre : 1-L'élévation initiale de la surface,
2-Les conditions aux limites
3-La viscosité de l'eau,
4-La rugosité de lit de l'oued,
5-Les conditions de vent,

1,1-Elévation initiale de la surface,(Bathymétrie)

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

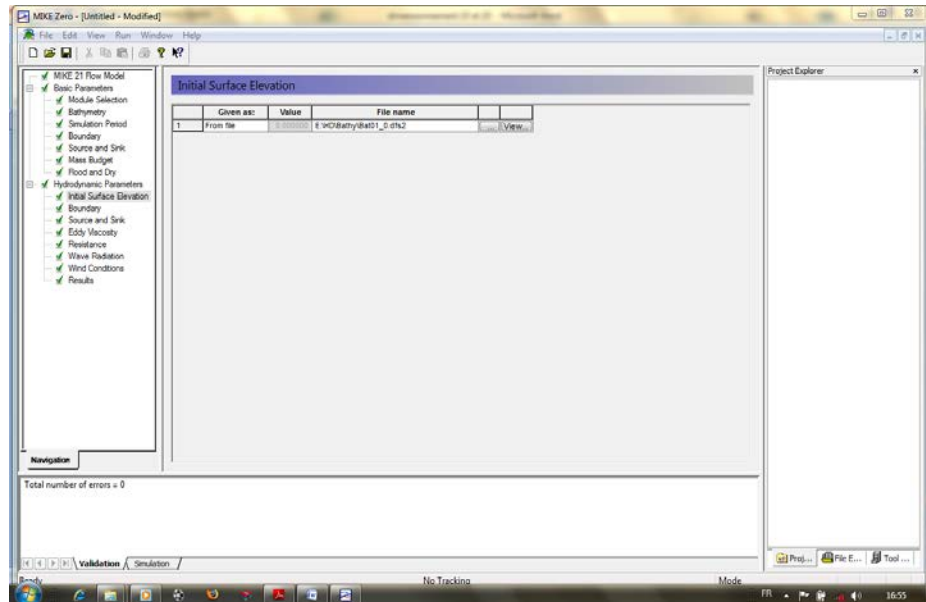
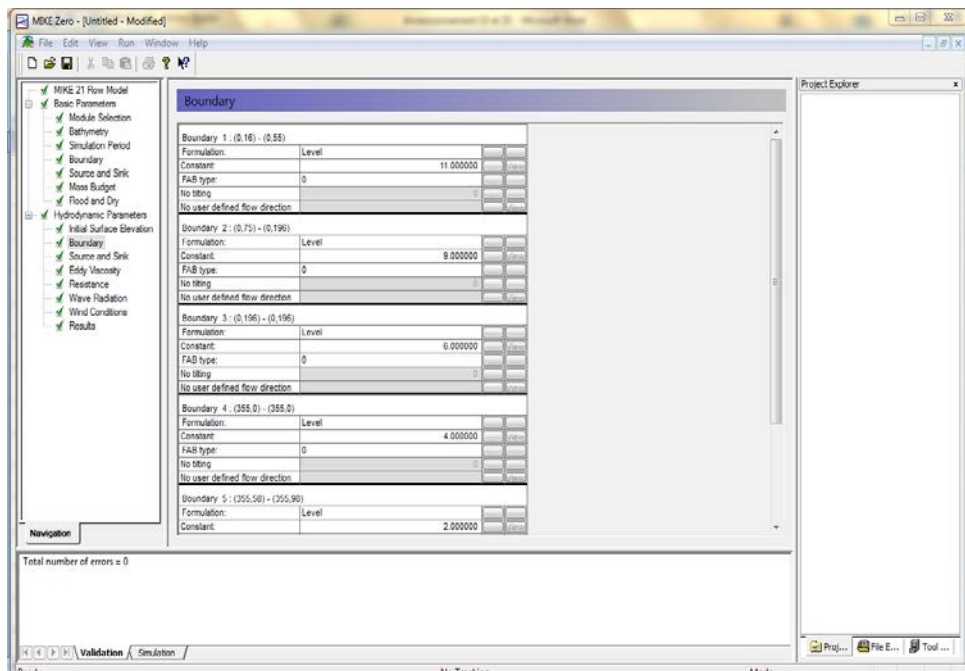


Figure46: Relevé de la bathymétrie initiale du cours d'eau

1.2 Conditions aux limites



Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

Figure47: Définition des conditions aux limites de la zone d'étude

1,3-Viscosité de l'eau :

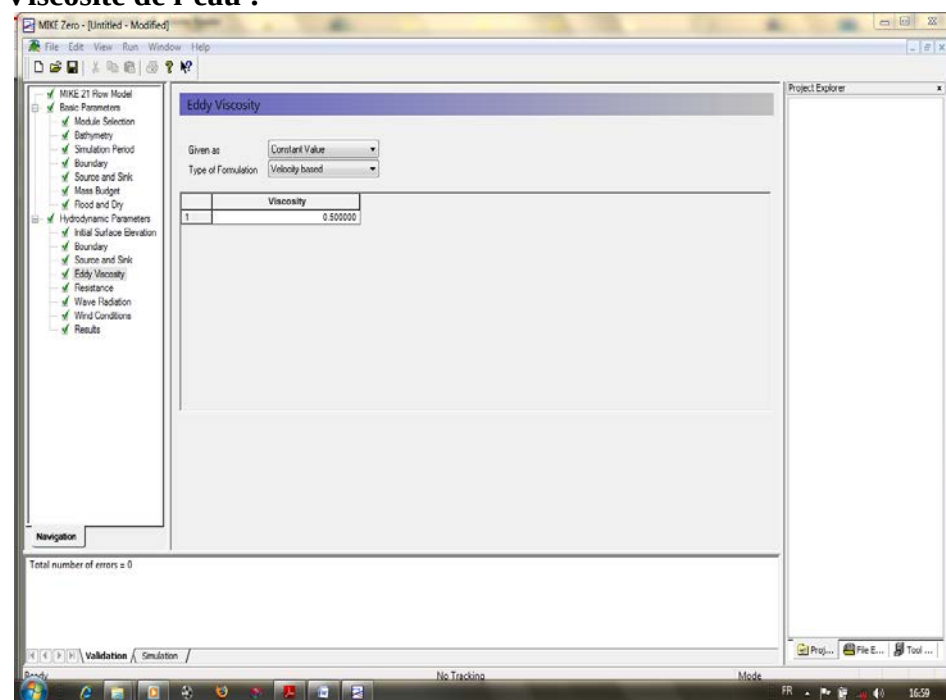


Figure48 : Introduction de la viscosité de l'eau

1,4, Rugosité de lit de l'oued (Resistance)

Il suffit d'augmenter ou de diminuer la rugosité pour obtenir les hauteurs d'eau voulues, En effet, plus la rugosité est élevée, plus l'écoulement subira des frottements ce qui remontera la ligne d'eau, Inversement, lorsque la rugosité est faible, les frottements sont moins importants et donc la ligne d'eau baisse, Il faut tout de même être vigilant pour que les valeurs de rugosité restent cohérentes avec la réalité et ne pas définir des rugosités ayant des ordres de grandeurs démesurés.

Dans notre cas la rugosité dans le lit a été définie comme suit :

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

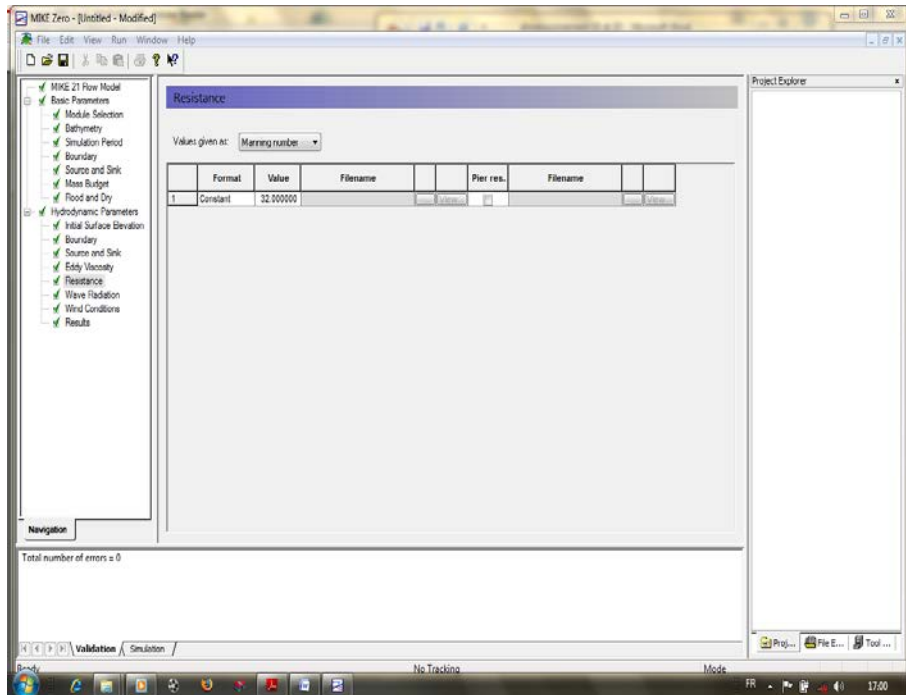


Figure49: Définition de la rugosité de lit de l'oued

1,5- Conditions du vent

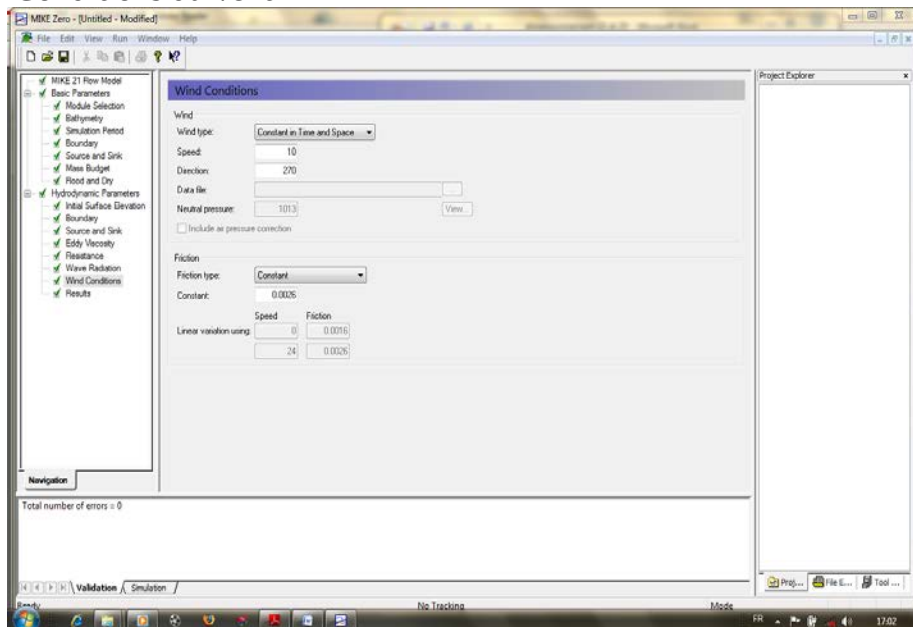


Figure50: Définition des conditions de propagation du vent

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA
EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

2, Résultats de la bathymétrie :

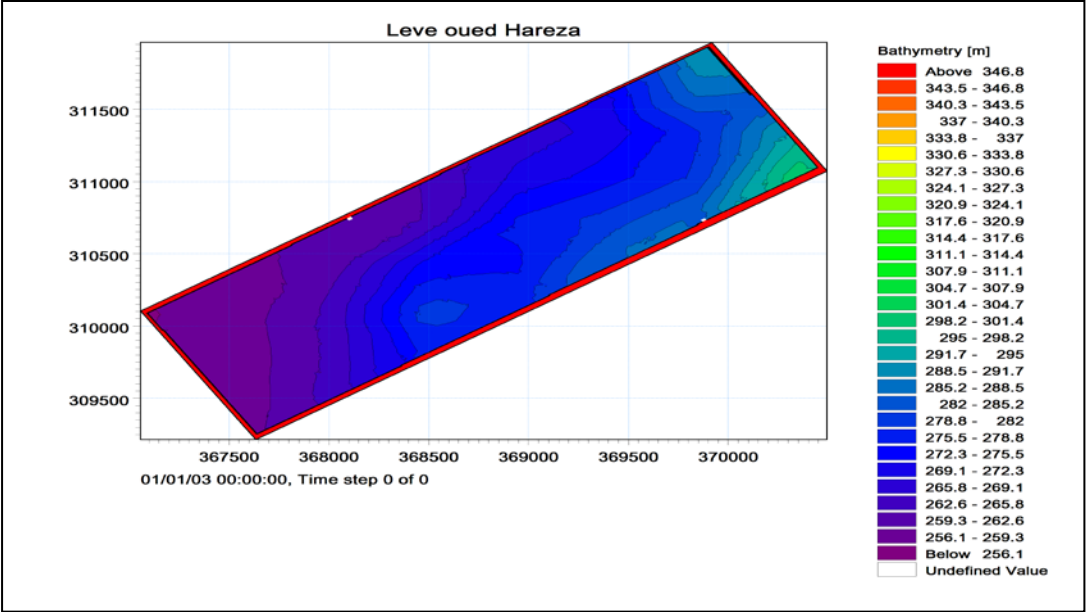


Figure 51: Levé oued Harreza à l'aval du barrage calcul en mode 2D

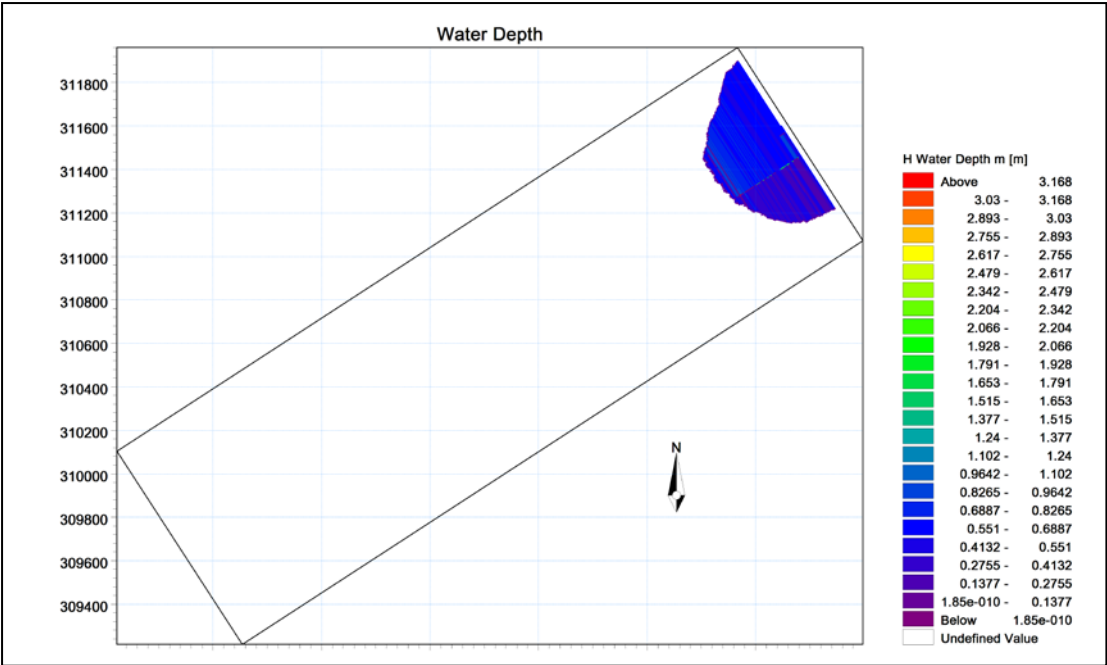


Figure 52: Elévation d'eau à l'aval du barrage calcul en mode 2D

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

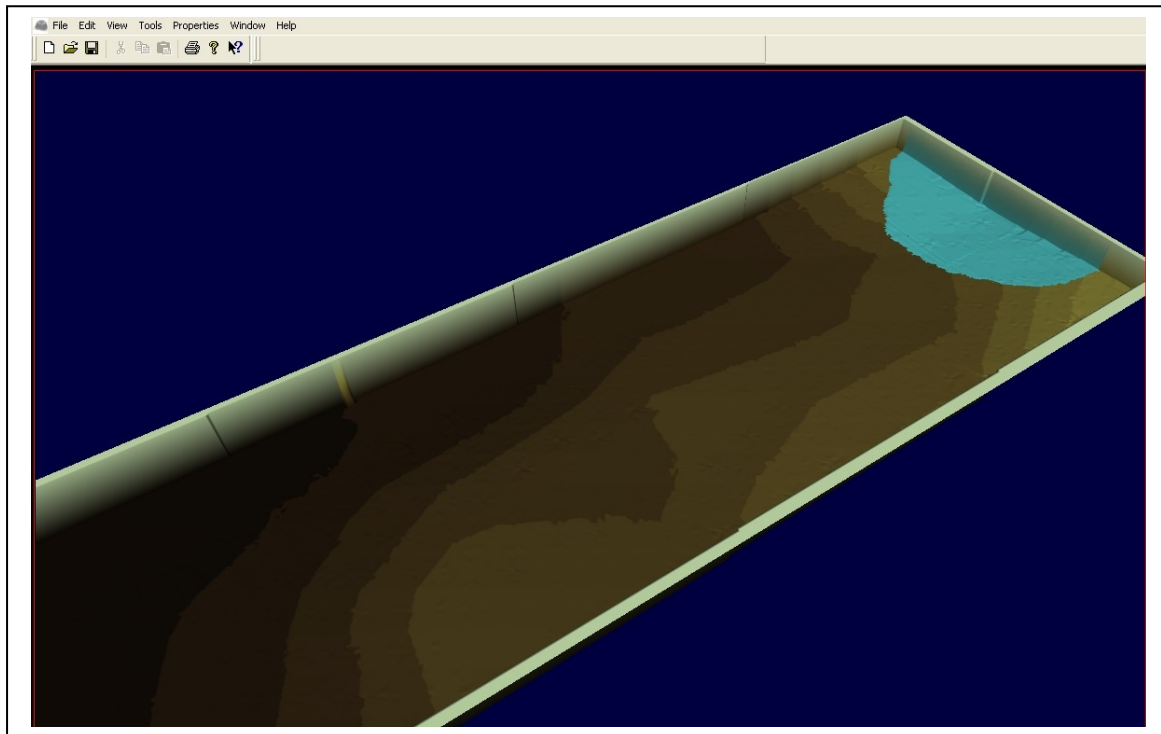


Figure 53 : levé 3D des résultats obtenue du flux d'eau

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

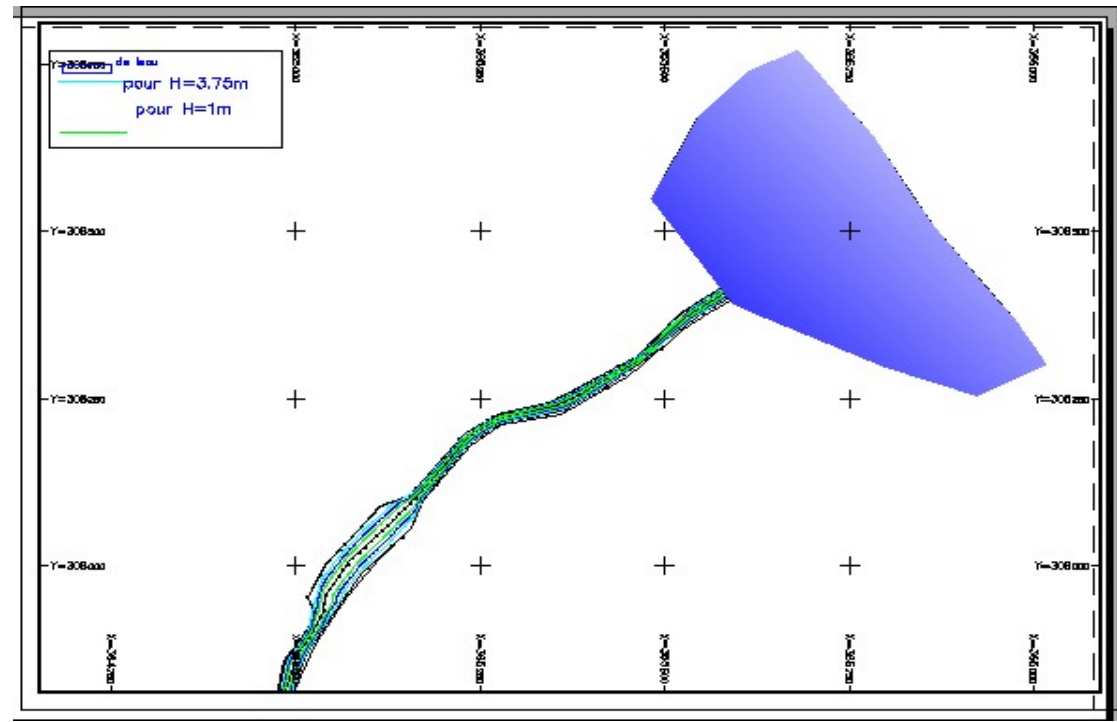


Figure 54 : Présentation Iso valeurs des hauteurs d'eau selon le calcul en mode 2D

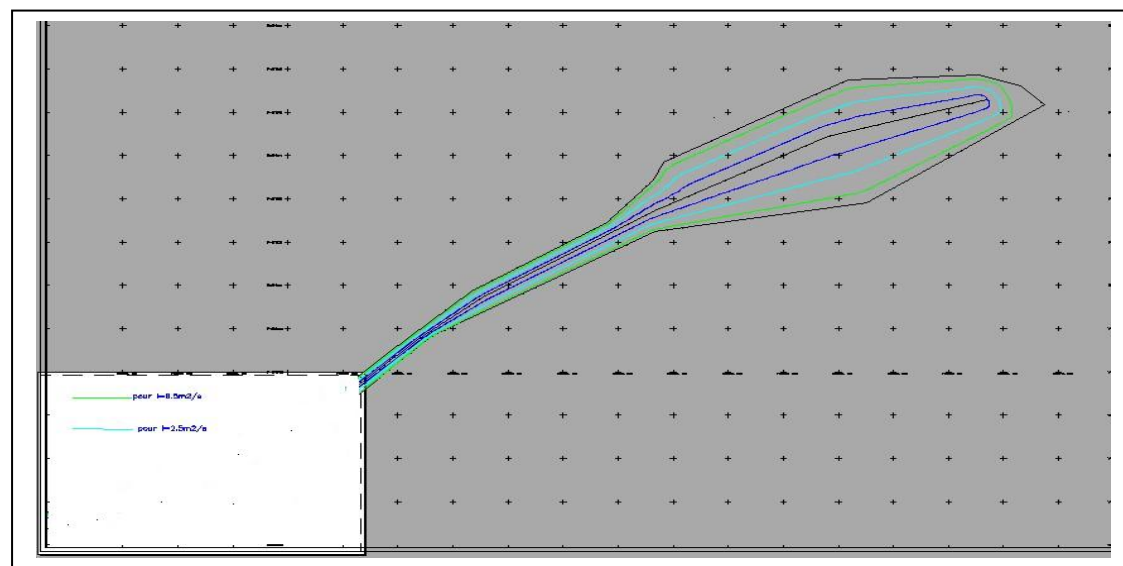


Figure 55 : Présentation des iso-intensités à l'aval du barrage

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

--RECAPITULATIF DES RESULTATS POUR DIFFERENTS INSTANTS DE LA RUPTURE DU BARRAGE DE HARREZA :

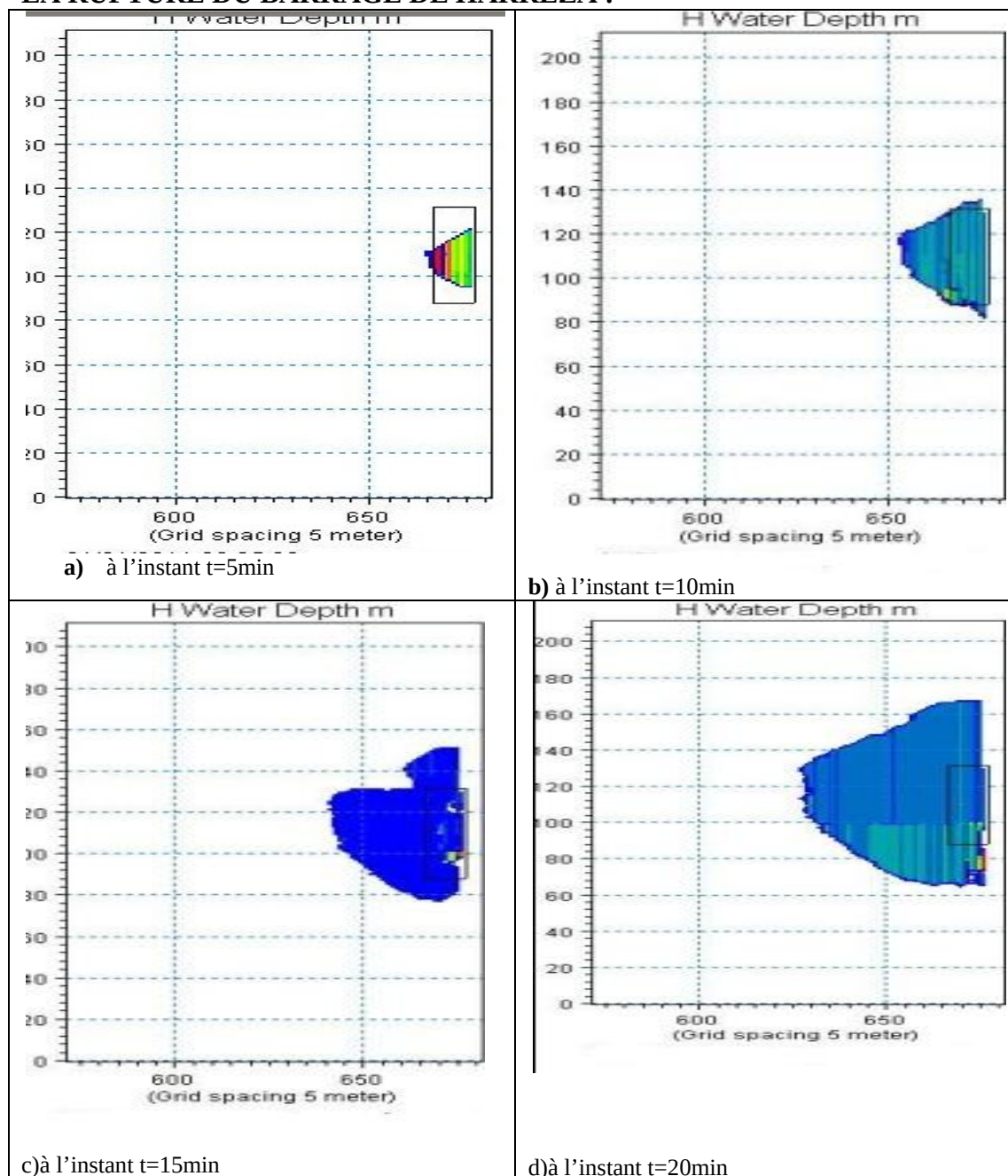


Figure56 : Résultats pour les différents instants de la rupture du barrage

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

Les résultats de cette simulation son se forme de section (surface) représenter dans les annexes

D'après l'analyse des résultats, les hauteurs maximales enregistrées est de l ordre de 3,75m au droit de l'axe du barrage à une distance de 100 m. Des variations de niveaux d'eau sont remarquables pas trop différentes des résultats de calcul obtenus en mode 1D . Par contre dans le mode de calcul en 2D, les informations sont beaucoup plus précises

3. Etude Comparative des deux simulations

Les modèles en mode 1D permettent de donner des renseignements précis mais pas dans le cas du lit mineur de même en présence de singularité naturelle ou au voisinage des ouvrages, notamment les ouvrages d'arts ou Hydrauliques de franchissement.

En ce qui concerne les calculs en mode 2D , et du fait de la complexité du maillage de la construction et de la simulation, il souhaitable d'utiliser ce type de modèles dans un cadre d'études visant à chercher plus d'information et de précision, permettant de voir ainsi, la variation spatiale et temporelle de paramètres d'hydrodynamique, tels que la contrainte de frottement turbulent, vitesse de frottement...etc.

Dans notre cas, le code Mike 21 nous a permis également, d'observer la répartition du champ de vitesses des écoulements dans lit majeur, enseignement très intéressant pour l'étude de problématique liés à l'étude de la contrainte de frottement responsable du processus de la genèse de l'érosion, l'étude des laves écoulements torrentielles dans les cours d'eau.

On, peut affirmer aussi que le choix du mode de calcul 1D ou 2D, dépend aussi du degré de précision à chercher dans les résultats et aussi intiment lié au temps de calcul et des conditions de convergence d'un modèle numérique.

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

4-CONCLUSION :

Dans le cadre de la modélisation de rivière, il existe différents type de logiciels de calcul de l'hydrodynamique des écoulements à surface libre en mode unidimensionnel et bidimensionnel, tenant compte de la nature du type d'écoulement, permanent et non permanent pour des conditions aux limites bien définies, Dans notre cas, l'étude nous a permis d'établir une étude de l'onde de rupture du barrage Harreza, vu sa situation à proximité et son impact étant donnée que l'ouvrage se trouve à proximité d'une servitude publique importante à savoir l'autoroute A1,

En outre, l'étude a permis de mettre en évidence les atouts et les limites de chaque mode de calcul par rapport à notre application, Certes, une étude par un code de calcul entre les deux modes de modélisation comme le code de calcul Mike Flood permet d'avoir des résultats plus précis, en contre partie la modélisation exige plus de temps pour l'élaboration des fichiers de données et de validation d'un modèle.

La conjugaison d'une modélisation physique et numérique dans une étude de phénomènes complexes reste un choix avéré et un atout incontournable à l'étude et la résolution de problèmes complexes et sensibles pour la détermination d'une solution optimale.

5- RECOMMANDATIONS :

Nous pouvons avancer qu'à travers nos résultats obtenus par les deux modes de calculs à l'aide du logiciel DHI de l'onde de rupture d'un barrage et ce pour différents instants que le barrage ne manifeste aucun danger, où cas d'une rupture probable du barrage de Harreza par un événement accidentel de catastrophe naturelle, c'est-à-dire en cas d'un séisme de forte magnitude dans la région.

Chapitre VI :

ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HARREZA EN MODE UNIDIMENSIONNEL ET BIDIMENSIONNEL

Or, l'ensemble des résultats confirment et montrent que l'onde ne constitue en aucun cas un danger ou une menace à l'ouvrage d'art de l'autoroute A1 (Alger-Oran).

Cependant, nos résultats montrent bien qu'après l'ouvrage de franchissement en dessous de l'autoroute A1, on peut assister à un exhaussement du niveau du fait de la faible pente du terrain ce qui constitue un danger imminent aux riverains de l'oued, notamment les riverains situés dans la partie sud-ouest par rapport au barrage. Pour cela, il est plus que nécessaire d'établir un plan de prévention et d'intervention (PPI) afin de définir les zones protégées et d'urbanisation qui sera définie sur cette base par l'instrument d'urbanisme le plan d'occupation des sols (POS).

Dans ce contexte, nous recommandons des études d'impacts qui doivent être effectuées afin de déterminer la vulnérabilité de tels ouvrages en cas de rupture et d'établir un plan d'alerte et des actions d'ingénieries de protection visant à délimiter les dégâts et protéger les populations riveraines.

Conclusion générale

A la lumière de cette étude, nous avons abordé le phénomène de rupture des barrages en effectuant une contribution à la modélisation numérique de l'onde de rupture d'un barrage. Ainsi nous avons pris comme cas d'étude le barrage harreza qui se trouve dans la cote Nord de l'Algérie qu'est caractérisée par une forte sismicité.

En effet, nous avons commencé notre travail par un aperçu bibliographique sur les ruptures des barrages qui ont eu lieu dans le monde depuis l'antiquité et les dégâts, matériels et humains, causés, afin de mettre en relief l'importance que relève la problématique de rupture de barrage ; une fois la recherche bibliographique achevée, nous avons fait la simulation de cet événement qui a permis de représenter l'impact maximal d'une rupture du barrage projeté en termes de niveaux d'eau, de vitesse sur la vallée en aval et le temps de propagation ; cette modélisation est un exercice complexe de logiciels qui sont des outils informatiques permettant de simuler les écoulements d'un cours d'eau et sont donc utilisés pour modéliser les rivières. Il existe différents types de logiciels hydrauliques : les logiciels 1D MIKE11, les logiciels 2D MIKE21, et également les logiciels qui couplent les modèles 1D et 2D. De ce fait, notre travail est une source d'informations précieuses, non seulement pour les autorités administratives, mais aussi pour tous les citoyens, qu'ils résident dans des zones à risque ou pas. La mise en place des plans particuliers d'intervention (PPI) à l'échelle d'un pays est essentielle mais laborieuse. Cela passe par une vaste collecte des données pour la constitution de bases de données relatives aux grands et petits barrages, qui, on l'a noté dans certains pays tels que la France, peut être freinée par les procédures administratives ou même la méthode de collecte elle-même. Nous espérons que les autorités Algériennes développeront dans un futur très proche, des PPI, pour tous les barrages en Algérie, afin de mieux connaître le risque, de mieux le prévenir et ainsi de limiter les pertes humaines et les dégâts matériels, qu'un événement comme la rupture de barrage, bien que classé « risque prévisible », peut engendrer.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Comb-j(1979)** « technologie du matériel ; Ecole national des matières pétrolières- France
- [2] contrôle des barrages en exploitation (1997) guide **BETCGB** de la France
- [3]**Netten,k& Sediki ,R** « sécurité des barrages face au risque des crues , projet de fin d'étude .ENP. Alger
- [4]**R.W.Miller(2003)**, appréciation du danger particulier à l'aide de calculs simplifiés de l'onde de submersion « workshop petits barrages office fédéral des eaux et la géologie EFEG ; Allemand
- [5] Etude de conséquences de la rupture des barrages de porte de fer ;**2006 ;ANBT**
- [6] **JEAN PIERRE ASTE .GIEPA** méthodologie pour l'évaluation économique des risques et de l'efficacité des parades, Edition Evarish
- [7]**ANDRE PAQUIER; 2005**; Test cases of Dam Breach, simulation comment about cemargraf's results
- [8] **AMBERG WALTER, BOSSONEY CLAUDE et al., mars 2003 :**
Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes version 1.2, Suisse, Mars 2003
- [9] **PATRICK LE DELLIOU., juin 2002:** Les barrages et le risque sismique, extrait du Bulletin du service technique de l'énergie et des grands barrages, risque et infos n° 13, Paris, juin 2002
- [10] **UNIVERSITE GRENOBLE ., 2003 :** Risques naturels / Séismes (fiche RN5), Documents pédagogique, Institut des Risques Majeurs Grenoble, France, 2003
- [11] **Louis MARANT** ; Comparaison entre la modélisation de rivière unidimensionnelle (1D) et bidimensionnelle (2D)
- [12] **BOUABDELLI . A** CONTRIBUTION A L'ETUDE DE L'ONDE DE RUPTURE D'UN BARRAGE .En remblai à l'aide DU LOGICIEL CASTOR V2.2
- [13] **DHI SOFTWARE COURS.** Tutorial Mike Flood. DHI, 2008. 86p
- [14] **D.H.W** de la wilaya de Ain Dfla

REFERENCES SITOGRAPHIQUES

<http://www.heimatverein-cunnersdorf.de> : Photo la rupture de bassin de protection contre les crues de Glashütte (Suisse)

<http://www.legifrance.gouv.fr>: Réglementation générale et risques majeurs, lois, décrets. Copyright IRMa, France

<http://neic.usgs.gov> : Carte satellite de séisme en Algérie

<http://www.dartmouth.edu/dfloods> DARTMOUTH. Dartmouth flood observatory. [en ligne]. Dartmouth, 2007.

http://www.prim.net/citoyen/definition_risque_majeur/dossier_risque_inondation/pageintroduction.htm

MINISTERE DE L'ECOLOGIE, DU DEVELOPPEMENT ET DE L'AMENAGEMENT DURABLES. Prim.net : le risque inondation. [en ligne]. Ministère de l'écologie, du développement et de l'aménagement durables

<http://www.river2d.ualberta.ca/software/River2D.pdf>
STEFFLER Peter et BLACKBURN Julia. River2D. Two-Dimensional Depth Averaged Model of River Hydrodynamics and Fish Habitat. Introduction to Depth Averaged Modeling and User's Manual. [PDF téléchargeable]. Université of Alberta, Septembre 2002.

LES ANNEXES

Annexe 1 : La classe de barrages

Annexe 2 : Les accélérations de pointe

Annexe 3 : Estimation de la célérité de l'onde de cisaillement pour différents types de sol

Annexe 4 : Evaluation de l'augmentation des pressions interstitielles

Annexe 5 : Détermination de la période fondamentale de la digue (perpendiculaire à l'axe de la digue)

Annexe 6 : Les classes de fondation et les Spectres de réponse

Annexe 7 : Accélération maximale au centre de gravité et au couronnement de la digue

Annexe 8 : Détermination du déplacement du bloc de glissement

Annexe 9 : Les résultats de calcul par le logiciel unidimensionnel

Annexe 10 : Les résultats de calcul par le logiciel bidimensionnel

Annexe 1 :

Classe de barrages

La classification des barrages a pour but d'imposer des valeurs de risque homogènes. Par conséquent la probabilité d'occurrence du séisme de vérification est plus élevée pour les barrages dont la rupture a des conséquences faibles que pour ceux dont la rupture a d'importantes conséquences.

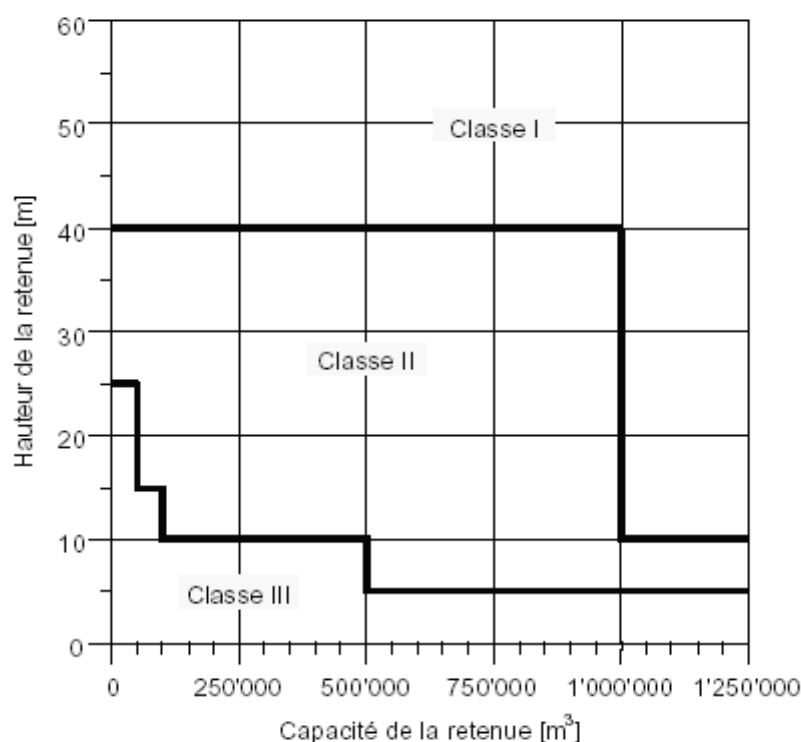


Figure 1 - Représentation graphique des classes de barrages

La probabilité de dépassement est donnée pour un intervalle de 100 ans, exprimé sous forme d'un temps de retour. Le Tableau 1 donne les valeurs du temps de retour valable pour les différentes classes de barrages.

Classe de barrages	Intervalle de temps considéré	Probabilité moyenne de dépassement	Temps de retour moyen
I	100 ans	1 %	10'000 ans
II	100 ans	2 %	5'000 ans
III	100 ans	10 %	1'000 ans

Tableau 1 - Temps de retour du séisme de vérification pour les différentes classes de barrages

Annexe 2 - Accélération de pointe

Procédé

L'accélération de pointe entrant dans la vérification aux séismes est obtenue par une transformation des cartes d'intensité publiées par le service sismologique selon la formulation mentionnée ci-dessous.

L'accélération horizontale de pointe entrant dans la vérification est déterminée comme suit :

- Définition de la période de retour
- Définition de l'intensité MSK déterminante I_{MSK} selon la carte d'intensités correspondante
- Transformation de l'intensité en une accélération horizontale de pointe selon la formule, respectivement le tableau ci-dessous.

Valeurs de l'accélération

Les valeurs de l'accélération sont déterminées sur la base de la transformation suivante

$$\log a_h = 0.26 \cdot I_{MSK} + 0.19$$

où a_h est en cm/s^2 .

L'application de la formule donne les valeurs présentées au Tableau 2.

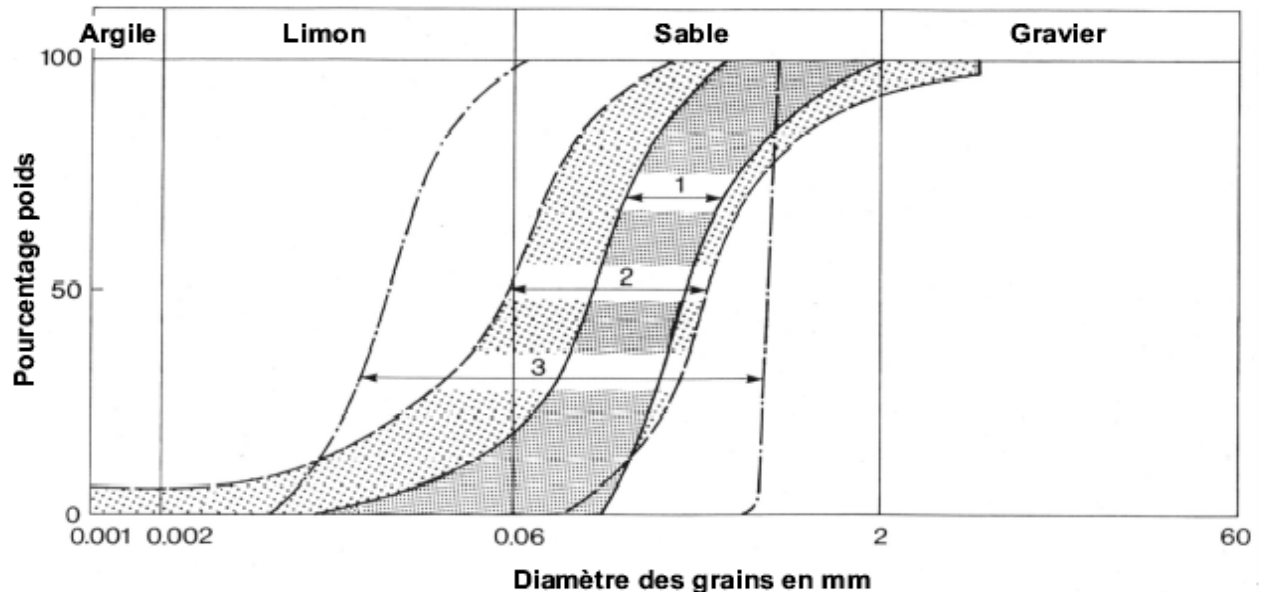
I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]
7.0	10	8.0	19	9.0	35
7.1	11	8.1	20	9.1	37
7.2	12	8.2	21	9.2	39
7.3	12	8.3	23	9.3	41
7.4	13	8.4	24	9.4	44
7.5	14	8.5	26	9.5	47
7.6	15	8.6	27	9.6	49
7.7	16	8.7	29	9.7	53
7.8	17	8.8	31	9.8	56
7.9	18	8.9	33	9.9	59

Tableau 2 - Conversion des intensités MSK en une accélération horizontale de pointe au sol

Annexe 3 - Estimation de la célérité de l'onde de cisaillement pour différents types de sol

Type de sol	v_s [m/s]
Matériaux meubles	
Couches de couverture de compacité faible, désagrégées, non saturées (profondeur 3 à 6 m)	110...480
Ballast (gravier sableux), non saturé	220...450
Ballast, saturé par l'eau souterraine	400...600
Ballast cimenté	1000...1500
Limon du fond du lac, non complètement saturé	290...540
Limon du fond du lac, saturé	390...530
Limon des berges, non saturé	120...400
Moraine	500...1150
Loess	150...300
Rocher	
Marne et grès mollassique, tendre, désagrégé	520...1050
Marne, non désagrégé	1000...1900
Grès mollassique, dur	1100...2200
Molasse du plateau	600...2500
Schiste	1100...3100
Calcaire	1800...3700
Gneis	1900...3500
Granite	2500...3900

Annexe 4 - Evaluation de l'augmentation des pressions interstitielles



Domaines granulométriques de sol qui sont susceptible de se liquéfier

- 1 : sable de Niigata
- 2 : enveloppe de 19 sables japonais qui se sont liquéfiés sous la sollicitation due à un séisme
- 3 : selon les essais en laboratoire de Lee et Focht

Le diagramme ci-dessus montre les types de sol subissant une augmentation importante des pressions interstitielles lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation cyclique en état saturé. Ceci peut conduire, au cas extrême, à une perte complète de la résistance au cisaillement. La partie de la courbe granulométrique entre 10 et 90 % (% poids) ainsi que le coefficient d'uniformité dans cette plage sont essentiels.

Le coefficient d'uniformité d'une courbe granulométrique est défini comme le rapport entre d_{60} et d_{10} où d_{60} , respectivement d_{10} correspond au tamisat de 60, respectivement 10 pour-cent du poids de l'échantillon.

Critères d'évaluation

L'augmentation des pressions interstitielles est à étudier plus en détail (à l'aide d'essais STP ou des essais cycliques en laboratoire), si la courbe granulométrique d'un matériau se situe à l'intérieur des domaines de la figure ci-dessus (en particulier à l'intérieur du domaine "2" entre 10 et 90 %) et si le coefficient d'uniformité est inférieur à environ 2

Annexe 5 - Détermination de la période fondamentale de la digue (perpendiculaire à l'axe de la digue)

La période fondamentale T_0 de la digue est estimée à l'aide de la figure ci-dessous :

$$m = \frac{V_{s1} \rho_1}{V_{s2} \rho_2} \quad \text{et} \quad q = \frac{V_{s1} h_2}{V_{s2} h_1}$$

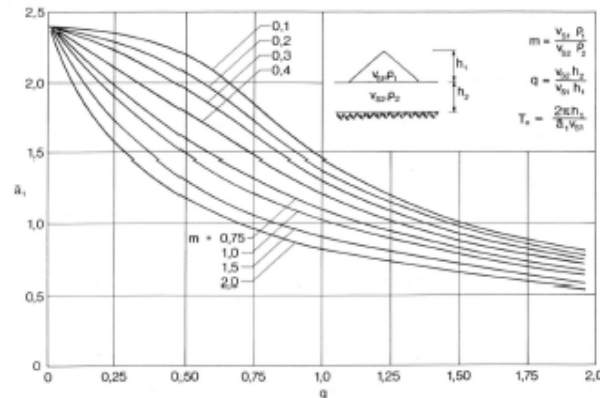


Figure : Période de base pour une digue sur une couche de fondation élastique.

$$T_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot h_1}{a_1 \cdot V_{s1}}$$

v_s : Célérité de l'onde de cisaillement.

ρ : Densité des matériaux.

$\bar{a}_1$: Déterminé à l'aide de la figure à partir des valeurs calculées pour m et q .
 T_0 peut finalement être calculé.

Annexe 6

Classes de fondation

Il est distingué entre trois classes de fondation en fonction de leur profil des couches :

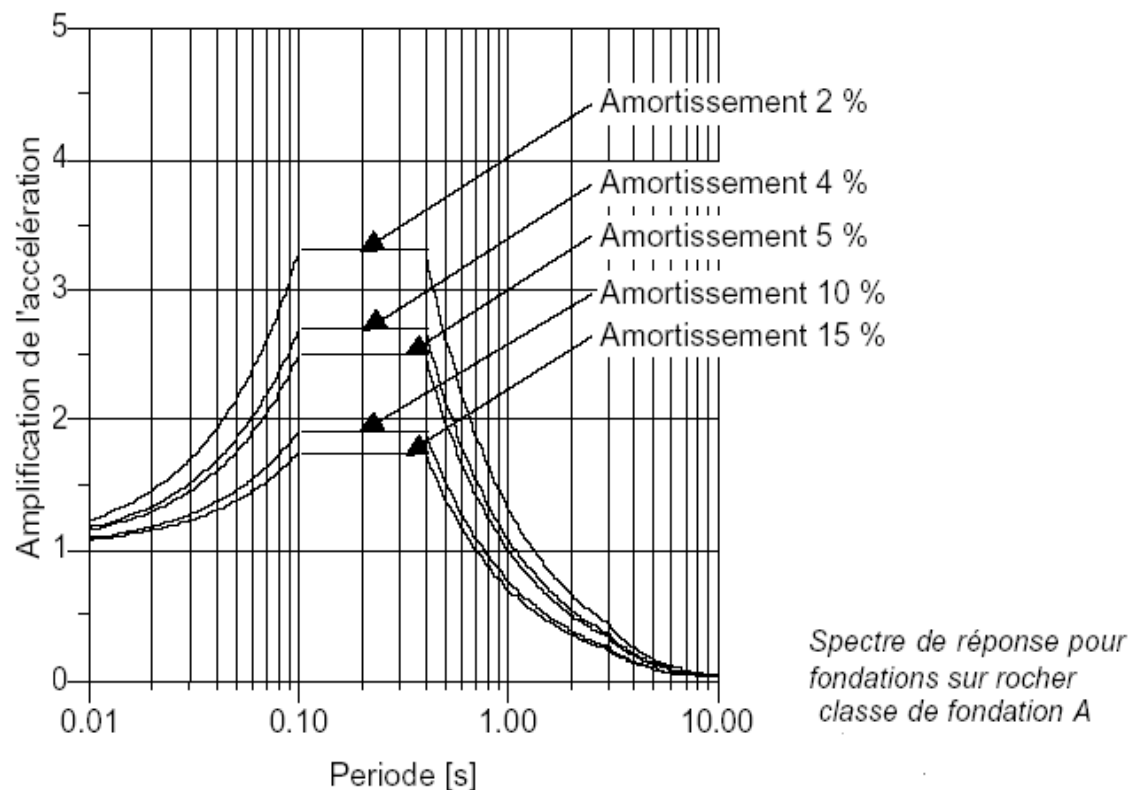
Classe de fondation A : Rocher et dépôts rigides de sable, gravier ou argile bien compacté. Célérité d'onde de cisaillement supérieure à 400 m/s

Classe de fondation B : Dépôts profonds de sable ou de gravier de compacité moyenne ou d'argile moyennement rigide. Célérité d'onde de cisaillement entre 200 et 400 m/s.

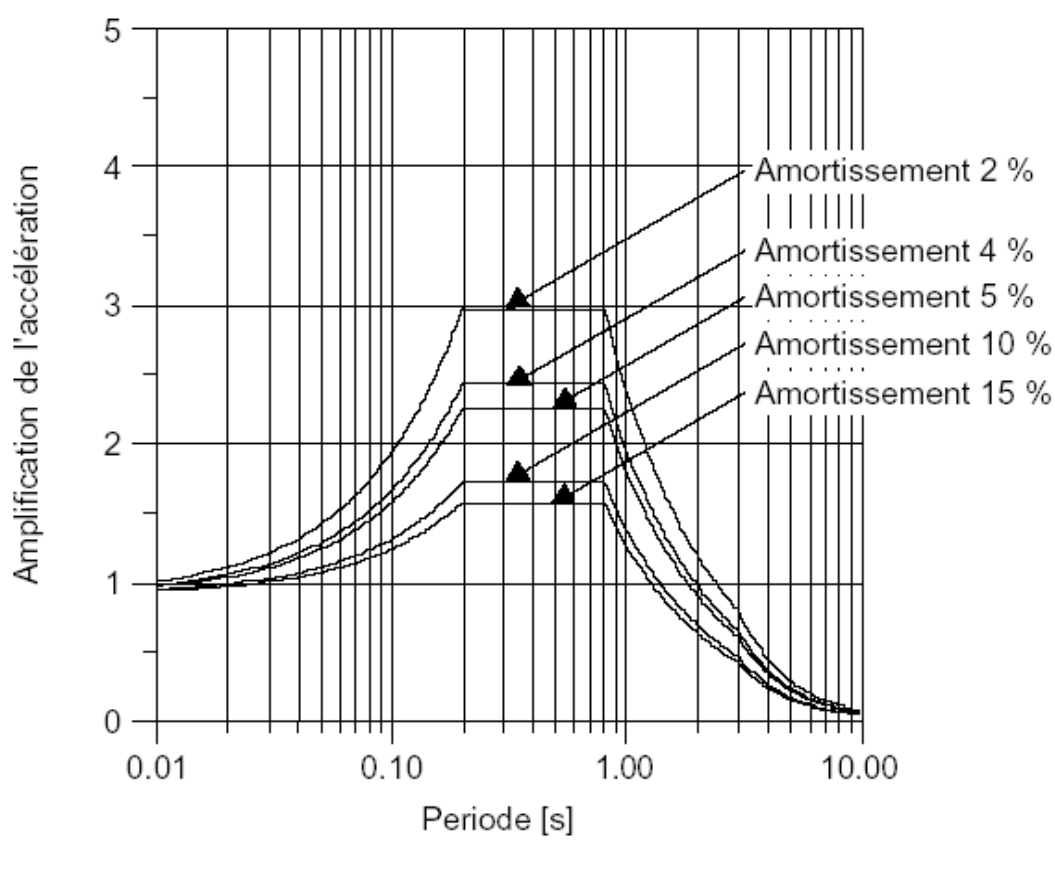
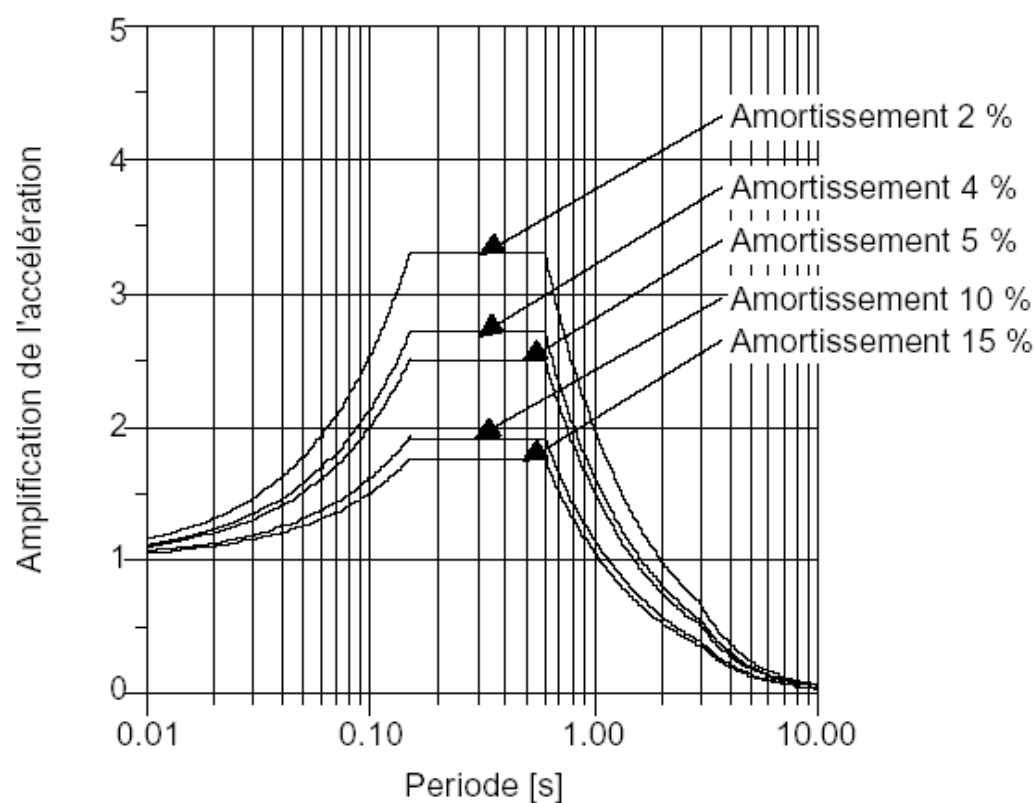
Classe de fondation C : Dépôts de sols meubles non cohésifs avec des couches de matériaux peu cohésifs, ainsi que dépôts formés essentiellement de sols cohésifs mous à moyennement rigides. Célérité d'onde de cisaillement inférieure à 200 m/s.

Spectre de réponse

Le spectre de réponse est la réponse dynamique maximale d'une masse oscillante excitée en son point d'attache par un séisme. Le spectre est représenté en fonction de la fréquence propre et de l'amortissement de la masse oscillante. Pour la vérification des barrages fondés sur rocher les spectres normalisés de réponse d'accélération :



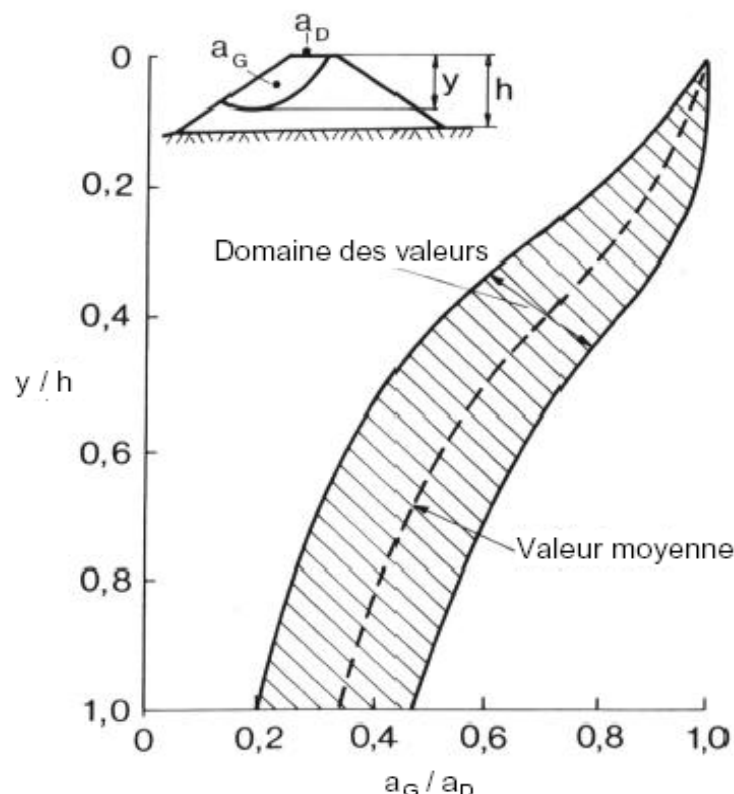
Le spectre de réponse est le même aussi bien pour la direction horizontale que verticale.



Annexe 7 - Accélération maximale au centre de gravité et au couronnement de la digue

Accélération maximale a_G au centre de gravité

La valeur de l'accélération a_G est déterminée à l'aide de la figure ci-dessous en fonction de la position de la surface de glissement :



Évolution de l'accélération de pointe du bloc de glissement en fonction de la position de la surface de glissement.

La figure permet de déterminer le rapport entre a_G et la valeur de l'accélération maximale au couronnement a_D en fonction de la profondeur y du bloc de glissement.

Accélération maximale au couronnement

La valeur de l'accélération maximale au couronnement a_D est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$a_D = \sqrt{(1.60 \cdot a_1)^2 + (1.06 \cdot a_2)^2 + (0.86 \cdot a_3)^2}$$

a_1 , a_2 et a_3 étant les valeurs spectrales de l'accélération selon la Partie B (avec un amortissement de 15 %) pour les trois premières fréquences propres ω_1 , ω_2 , respectivement ω_3 .

Il faut tenir compte de l'influence des conditions locales du sol de fondation sur la sollicitation due au séisme (différents spectres de réponse pour les types de sol A, B et C).

ω_1 , ω_2 , et ω_3 peuvent être calculés selon les formules suivantes :

$$\omega_1 = 2.40 \cdot \frac{v_s}{h} \quad ; \quad \omega_2 = 5.52 \cdot \frac{v_s}{h} \quad ; \quad \omega_3 = 8.65 \cdot \frac{v_s}{h}$$

avec : h : Hauteur de la digue.

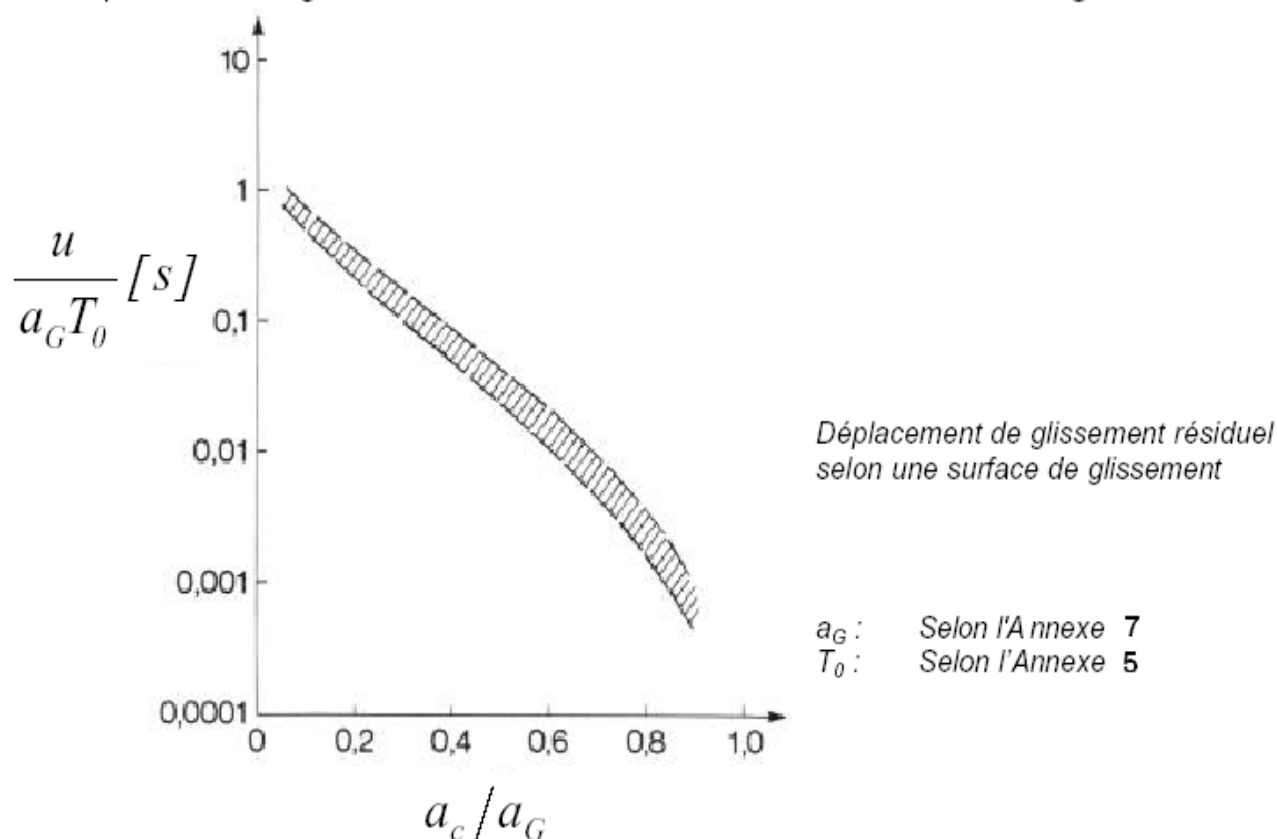
v_s : Célérité moyenne de l'onde de cisaillement dans les matériaux de la digue.

Les périodes T_1 à T_3 correspondant aux valeurs de ω_1 , ω_2 et ω_3 sont calculées par :

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega}$$

Annexe 8 - Détermination du déplacement du bloc de glissement

Le déplacement de glissement résiduel total u est déterminé à l'aide de la figure ci-dessous :



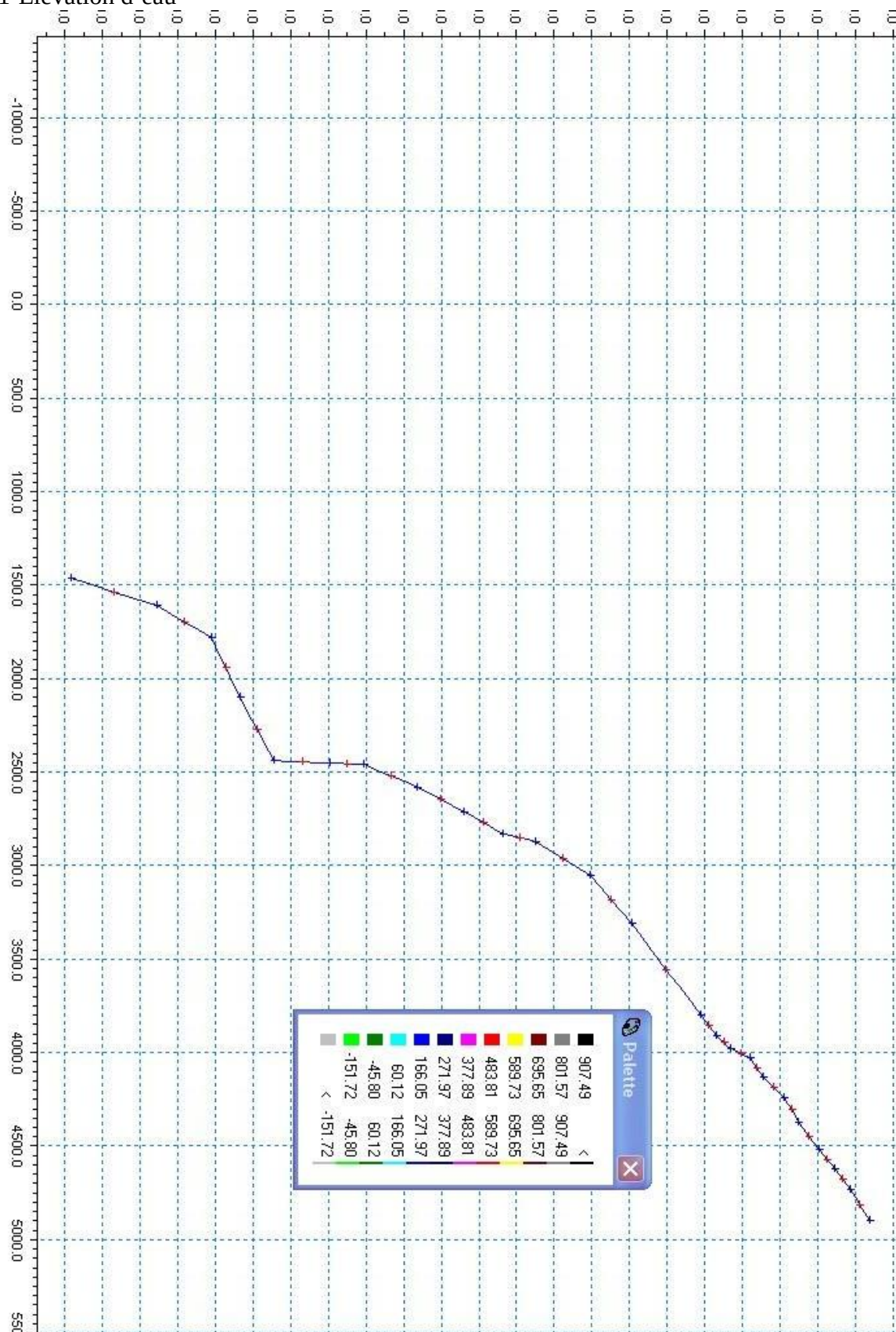
Remarque

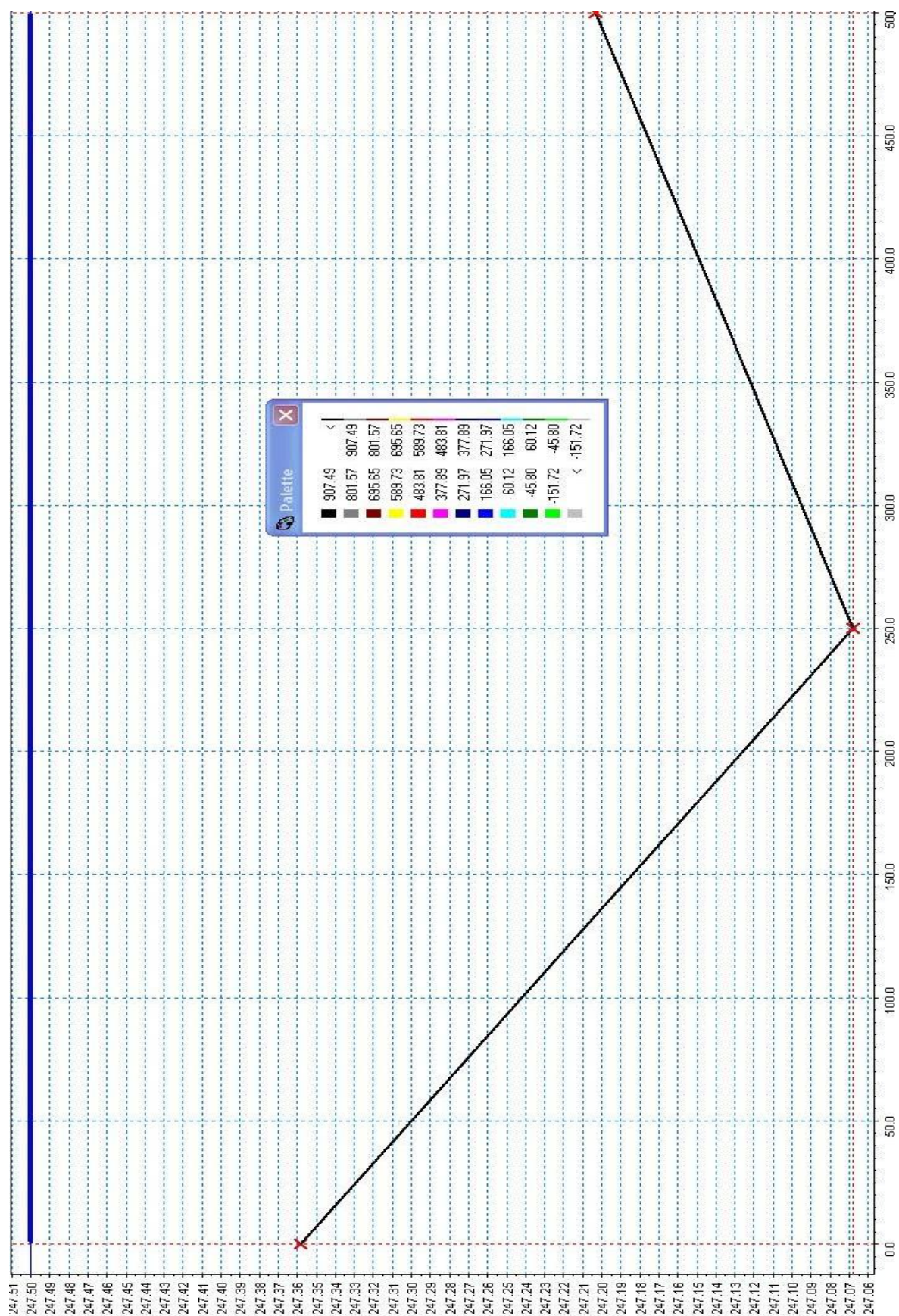
Selon Makdisi et Seed, Le déplacement total u calculé ainsi correspond à la déformation totale équivalente le long d'une surface de glissement horizontale suite à la sollicitation sismique, après le dépassement de l'accélération critique conduisant au glissement du bloc. Sur la base d'investigations, le déplacement le long d'une surface de glissement inclinée est environ 20 % supérieure.

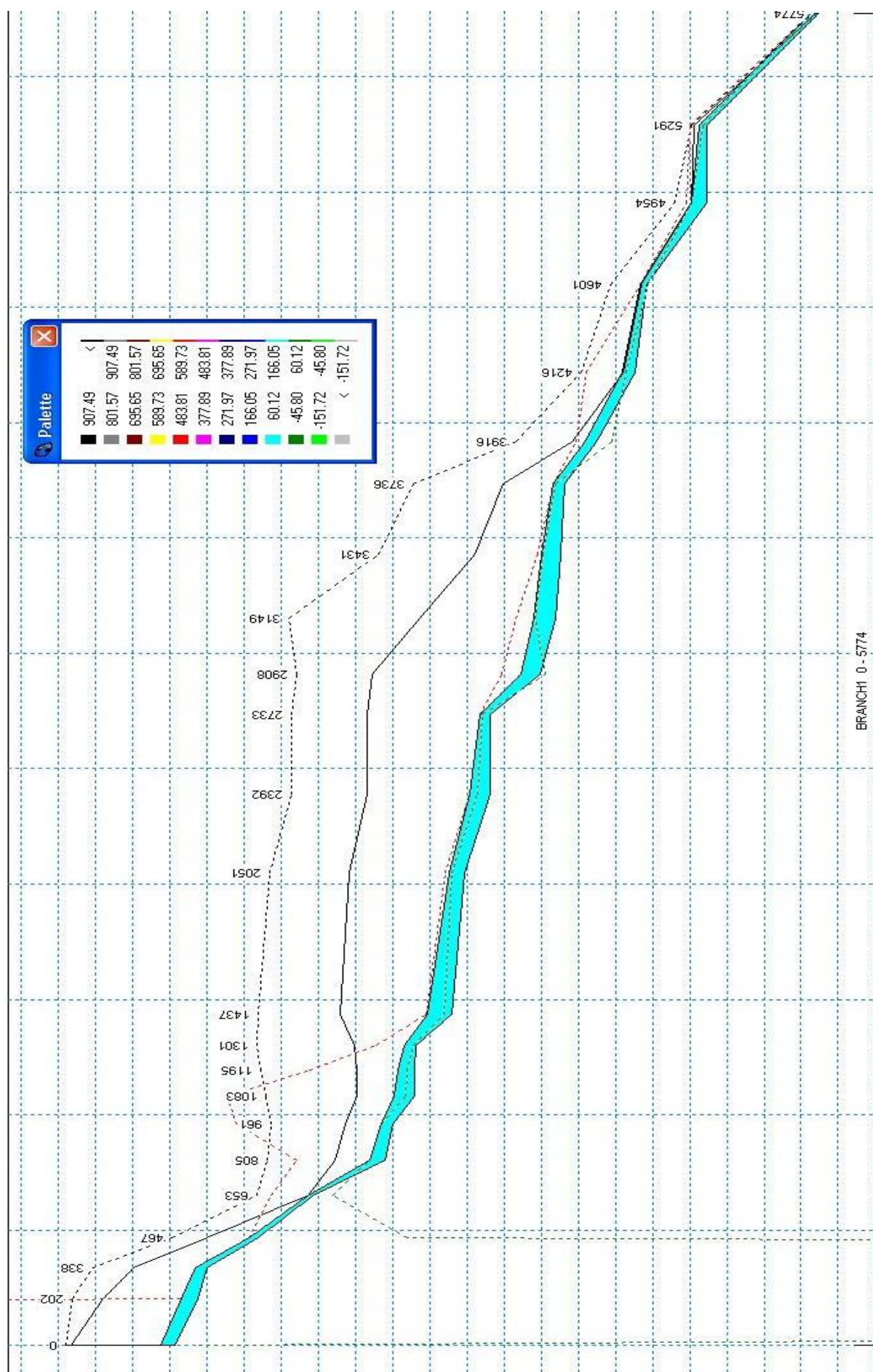
Du fait que d'une part la figure ci-dessus indique une plage de déformation et d'autre part que l'échelle est logarithmique, u correspond en première approximation tant au tassement vertical total qu'au déplacement horizontal total du bloc de glissement.

Annexe 9 : Les résultats de calcul par le logiciel unidimensionnel :

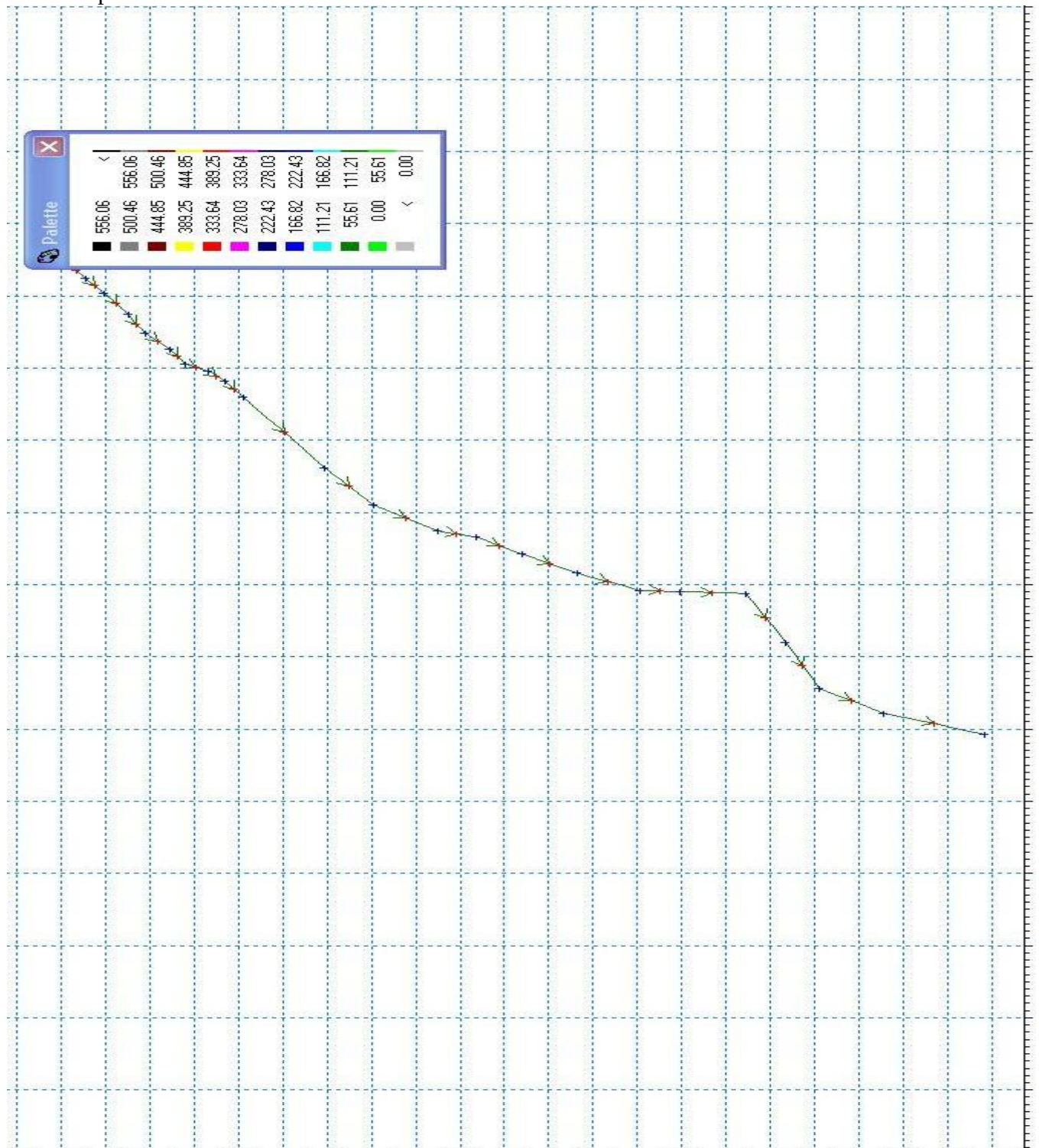
1-Elévation d'eau







2-vue en plan des débits



Annexe 10: Les résultats de calcul par le logiciel bidimensionnel :

667	668	669	670	671	672	673	674	675	676	677
2557.908	2613.492	2222.891	2687.769	2621.65	2043.717	2715.406	1964.264	2551.008	1830.363	
2558.878	2613.428	2224.971	2695.953	2639.957	2054.213	2751.189	1991.039	2558.976	1833.777	
2559.807	2613.24	2221.961	2696.941	2617.683	2061.198	2744.462	1960.604	2539.081	1833.522	
2557.909	2604.647	2211.477	2659.92	2577.589	2061.618	2740.353	1931.244	2518.725	1834.404	
2577.284	2658.039	2248.911	2782.637	2650.725	2107.024	2774.884	1971.952	2536.541	1836.303	
2592.811	2658.72	2283.146	2813.889	2702.171	2134.971	2854.866	2006.326	2608.688	1838.122	
2572.635	2666.182	2254.199	2807.364	2659.804	2151.655	2820.38	2098.06	2607.197	1837.619	
2597.01	2659.367	2283.371	2790.565	2676.264	2145.066	2885.43	2044.192	2620.191	1835.015	
2596.335	2710.298	2286.686	2863.974	2686.229	2188.568	2864.71	2105.758	2631.319	1835.735	
2602.326	2682.677	2274.506	2925.905	2752.366	2200.96	2949.117	2100.534	2653.58	1831.331	
2605.473	2654.25	2295.558	2890.093	2734.544	2203.52	2917.68	2082.96	2628.218	1832.145	
2591.823	2634.576	2289.662	2868.975	2743.166	2220.621	2932.707	2036.735	2623.694	1832.64	
2621.031	2741.476	2562.707	2994.763	2802.394	2268.607	3040.532	2143.214	2633.773	1833.074	
2588.044	2742.433	2495.909	2985.517	2799.678	2277.436	3045.803	2114.895	2632.358	1832.627	
2561.461	2741.209	2413.587	2993.214	2797.759	2286.115	3053.337	2112.202	2629.696	1833.352	
2538.364	2741.563	2423.362	3010.523	2789.623	2296.194	3063.956	2114.919	2633.681	1829.005	
2518.382	2744.056	2406.682	3023.852	2784.005	2307.248	3078.403	2087.927	2641.785	1826.793	
2498.524	2746.996	2395.836	3035.915	2775.713	2313.445	3083.875	2079.832	2642.16	1825.494	
2479.6	2749.855	2408.33	3044.641	2759.256	2319.755	3093.304	2075.717	2633.066	1827.175	
2474.951	2750.206	2401.732	3046.895	2757.88	2315.688	3092.341	2068.836	2631.089	1818.139	
2468.78	2749.141	2400.229	3046.986	2757.544	2317.788	3094.206	2056.818	2831.936	1818.271	
2455.264	2736.234	2397.291	3047.452	2755.415	2319.101	3094.626	2063.745	2895.79	1825.578	
2447.334	2731.229	2397.145	3041.847	2755.293	2319.398	3098.459	2073.859	2900.688	1875.789	
2443.331	2729.195	2396.56	3042.311	2757.257	2319.174	3110.458	2069.639	2895.837	1873.869	
2441.284	2728.869	2393.64	3040.799	2759.7	2314.891	3125.6	2078.482	2878.698	1865.197	
2438.236	2729.352	2390.929	3041.436	2756.067	2315.816	3127.365	2080.301	2900.122	1884.523	
2435.047	2726.924	2388.555	3039.26	2754.406	2316.209	3129.994	2081.377	2896.689	1868.584	
0.000213623	0.000213623	0.000213623	0.000213623	4014.117	2317.631	3132.418	2082.434	2903.587	1873.977	
4262.56	0.000213623	1823.458	1916.463	2997.092	2309.094	3134.056	2084.062	2899.149	1871.41	
4255.246	3925.792	1802.854	1914.065	3036.785	2271.752	3144.084	2084.884	2909.065	1877.767	
4255.575	3925.491	1802.639	1910.967	3045.086	2266.982	3151.613	2083.404	2909.929	1876.828	
4254.728	3923.613	1801.287	1908.513	3045.484	2263.976	3151.662	2082.014	2907.163	1875.036	
4254.513	3923.249	1801.56	1906.595	0.000213623	2262.635	3152.089	2082.167	2907.27	1875.077	
0.0002	3302.23	1801.937	1905.813	496.9294	2262.435	18.70618	1556.196	2908.129	1874.976	
	0.0002	0.001159668	1905.172	497.4179	0.001373291	18.62314	1556.151	2903.863	1876.198	
			0.001220703	0.000427246		0.000213623	1556.079	2903.359	1875.957	
						0.0002	64.64154	2903.148	1875.738	
							0.000244140	2903.005	1875.705	
								0.04779053	1875.286	
								0.0002	1051.832	
									0.0002	

3-à l'instant t=15min

	667	668	669	670	671	672	673	674	675	676
122	0.000213623	4385.212	8718.07	13556.25	7758.583	0.000213623		0.000213623	15031.1	14559.62
121	8081.298	4102.315	8731.408	13161.36	7802.31	0.000213623			0.000213623	0.000213623
120	9244.777	3962.805	8830.81	13566.73	7810.533	0.000213623	0.000213623		0.000213623	
119	9245.997	4095.06	8847.79	13704.58	7813.66	5614.725	12.72858	0.000213623	8460.968	0.000213623
118	9248.069	4068.702	8858.253	13700.04	0.000213623	4234.171	29.35556	0.000213623	8632.347	0.000213623
117	9248.825	4104.683	8868.538	13685.62	13454.42	2325.903	0.000213623	0.000213623	0.000213623	0.000213623
116	9238.688	4114.029	8882.038	13701.99	13456.6	16495.61	13414.93	3131.936	18600	14594.72
115	9229.22	4106.334	8897.863	13730.59	13445.94	16339.38	13340.62	3036.257	18613.17	14523.99
114	9227.798	4075.954	8901.919	13738.26	19205.76	16898.76	13548.86	3427.148	18688.88	14834.47
113	9224.829	4069.235	8905.038	13724.1	49225.72	14245.08	7266.051	1197.408	13728.13	13104.06
112	9225.058	4084.615	8908.666	13629.78	49227.25	17723.75	7280.81	0.000213623	15326.54	12797.76
111	9207.666	4094.757	8918.68	13616.75	49232.22	17778.75	7283.782	0.000213623	15334.21	12802.31
110	9169.542	4095.562	8929.689	13594.1	49236.54	17760.11	7286.532	0.000213623	15338.6	12816.54
109	9104.497	4118.309	8934.891	13597.81	0.000213623	17784.06	7289.952	0.000213623	15341.86	12816.28
108	9097.265	4117.371	8937.428	13613.51	0.000213623	17802.9	0.000213623	0.000213623	2116.646	2085.862
107	9075.347	4148.79	8936.085	13614.74	6786.366	17785.56	4094.737	5334.125	8844.879	7921.839
106	9054.842	4180.803	8934.38	13612.32	0.000213623	17794.07	4045.208	0.000213623	10975.77	3350.795
105	9048.901	4183.901	8937.355	13610.25	0.000213623	17551.76	6598.879	0.000213623	14976.37	4329.88
104	9048.216	4183.732	8944.581	13608.03	30558.05	0.000213623	6672.245	0.000213623	14995.44	4374.165
103	9048.26	4184.189	8947.308	13607.74	30555.64	0.000213623	6730.69	0.000213623	15001.42	4369.907
102	9047.782	4189.168	8946.342	13608.69	30560.13	0.000213623	6860.717	0.000213623	15000.36	4369.201
101	9039.987	4189.728	8941.494	13615.03	0.000213623	4667.982	0.000213623	0.000213623	0.000213623	0.000213623
100	9036.08	4198.567	8927.988	13624.06	11342.69	0.000213623	108194.8	128166.8	180244.7	175449.8
99	9025.542	4208.315	8923.113	13625.04	11342.66	0.000213623	108190.3	128165.1	180244.8	175449.8
98	9022.692	4212.391	8923.553	13625.08	11341.9	0.000213623	108190.4	128164.4	0.04995728	0.09106445
97	9019.133	4212.424	8923.969	13624.3	11341.91	0.000213623	108191.4	128163	0.000640869	
96	9021.516	4230.017	8922.06	13624.28	0.000213623		0.000213623	0.06658936		
95	8992.532	4282.502	8912.921	13625.49	0.000213623	0.000213623	0.000213623			
94	8980.19	4309.561	8907.786	13626.46	86.18039	983.1675	5187.215	0.000213623		
93	8981.047	4318.194	8907.514	5017.468	4074.732	976.2142	5299.862	11855.44	0.000213623	
92	8982.244	4320.187	8903.51	2513.011	4075.428	976.1042	5298.965	11855.51	0.01834106	
91	8285.779	4324.373	8895.853	2507.108	4073.768	973.6503	5298.513	11853.01	0.000213623	
90	4629.363	4324.655	8895.904	2507.701	4074.159	972.312	5301.103	0.5587158	0.000213623	
89	4630.835	4334.066	8888.62	2505.728	4074.334	973.3268	5294.388	66.33691	0.000213623	
88	4627.741	4338.474	8869.773	2503.961	4074.052	973.6168	5294.271	8045.222	0.000213623	
87	4627.197	4342.612	8861.226	2485.019	4075.23	973.9188	5293.97	8045.157	0.001251221	
86	4626.614	4342.815	8860.278	2503.625	4076.639	974.1761	5293.339	8045.083	0.000274658	
85	4626.746	4344.199	8859.894	2500.056	4076.924	974.5691	5292.48	8044.99	0.000305175	
84	4626.53	4347.517	8856.326	2494.121	4077.232	974.6466	5293.671	8044.489	0.004669189	
83	4625.985	4349.208	8854.804	2492.362	4076.582	974.3574	5294.186	8044.042	0.000183105	
82	4625.999	4350.45	8853.293	2490.302	4075.917	974.3246	5294.279	8043.807	0.000213623	
81	4625.529	4351.061	8852.806	2488.754	4076.868	974.6998	5293.827	0.02932739		
80	4625.664	4351.637	8852.522	2488.321	4076.394	975.4821	5293.398	0.000213623		
79	4624.717	4351.374	8853.18	2485.387	4073.93	974.0796	0.002960205			

4-à l'instant t=20min

	667	668	669	670	671	672	673	674	675	676
122	485879.7	522110.9	578265.6	621521.4	470262.2	567983.3	528284.3	239938.8	301882.7	557956.3
121	485886	522119.6	578272.9	621525	470270.7	567784.8	528136.3	240065.9	301888.8	557960.2
120	485884.2	522117.1	578251.9	621527.1	470271.3	567864.5	527985.3	240152.5	301855.3	557961.2
119	485887	522120.4	578235.3	621529.8	470277.1	567858.9	527818.1	240283	301831.2	557963.5
118	485891.8	522126.8	578229.1	621532.4	470283	567872.9	527651.6	240425.5	301812	557965.9
117	485891.3	522126.5	578212.5	621534.4	470286.9	567873.9	527499.4	240545.8	301792.9	557968.1
116	485895.8	522129.9	578185.4	621537.4	470295.2	567851.1	527397.1	240644.5	301779.4	557970.4
115	485901.9	522134.2	578147.2	621540.6	470305	567843.6	527297.1	240726.5	301761.8	557972.5
114	485907.7	522139.7	578121.1	621543.4	470311	567843.6	527143.6	240847.5	301739.9	557975.3
113	485910	522142.8	578103.4	621545.2	470314	567838.4	526973.3	240985	301719.3	557978.1
112	485912.7	522147.1	578104.3	621547.1	470315.5	567841.1	526847.3	241142.8	301715.1	557982.3
111	485911.3	522146.3	578097	621548.1	470315.5	567844.9	526715.8	241209.1	301696.6	557983.8
110	485910.1	522145.9	578087.4	621548.9	470315.7	567851.4	526503.4	241314.1	301673.2	557987.4
109	485911	522147.5	578085.1	621549.7	470316	567863.1	526245.6	241495.1	301650.4	557991.9
108	485912	522149.5	578083.9	621550.6	470316.3	567872.4	526040.3	241657.1	301633.5	557995.9
107	485913.4	522152.3	578073	621552.1	470317.2	567877	525882.4	241785.5	301619.1	557999.5
106	485913.9	522154.1	578065.9	621552.9	470317.4	567880.9	525752.9	241918.5	301607.6	558002.8
105	485915.1	522154	578064.4	621553.2	470317.2	567888.3	525610.8	241989	301592.3	558005.6
104	485916.5	522155.2	578063.9	621553.4	470317.6	567894.9	525460.4	242120.1	301579.2	558009.8
103	485916.8	522156.7	578059.5	621553.9	470317.7	567897.8	525360.9	242247.9	301571.6	558012.9
102	485916.7	522157.5	578056.2	621554.2	470317.4	567901.4	525271	242276.8	301562.5	558014.4
101	485916.6	522158.2	578053.3	621554.5	470317.3	567906.3	525149.4	242364.3	301555.5	558015.2
100	485916.8	522158.1	578052.4	621554.5	470317.1	567916.7	524995.3	242490.3	301543.4	558017.4
99	485922.2	522160.3	467431.5	893940.6	701987.2	567966.6	1743219	0.000213623	1957532	558017.4
98	486031.4	522204.2	704816.3	772471.1	598640.3	568141	1199652	414220.5	1218634	558017.4
97	486054.9	522212.7	704779.9	772474.9	598643.3	568198.8	1199636	414187.4	1218633	0.000213623
96	486071.8	522219.9	704748.1	772508.4	598606.6	568264.4	1199547	414203.8	1218633	0.000213623
95	486075	522222.2	704744.8	772516.9	598618.3	568267.4	1199512	414224	0.000213623	
94	486082.1	522226.4	704737.3	772521.9	598617.8	568273.4	1199511	414225.4	0.000213623	
93	486087.8	522229.6	704730.4	772526.2	598613.3	568278.7	1199510	414226.7	0.000213623	
92	486094.1	522233.3	704722.9	772531	598609.3	568283.5	1199509	414228.1	0.000213623	
91	486099.4	522235.3	704712.8	772534.6	598606	568285.4	1199506	414227.2	0.000213623	
90	486105	522237.8	704704.6	772539.4	598602.5	568288.4	1199504	414228.2	0.000213623	
89	486110.1	522240.1	704697.1	772544.1	598599.6	568291.1	1199503	414229.2	0.000213623	
88	486115.4	522243.1	704689.4	772549.1	598597.6	568293.3	1199501	414230.3	0.000213623	
87	486120.5	522245.9	704681.8	772554.1	598595.6	568294.8	1199500	414231.3	0.000213623	
86	486125.3	522247.7	704673.6	772559.3	598593.9	568295.7	1199498	414232.1	0.000213623	
85	486130.7	522250.3	704665.6	772564.9	598592.7	568295.9	1199497	414233	0.000213623	0.000213623
84	486137.1	522253	704654.8	772572	598591.9	568295.8	1199495	414233.8	0.000213623	2434656
83	486143.1	522256.8	704644.9	772579.3	598591.3	568294.6	1199493	414234.4	0.000213623	2434656
82	486145.9	522256.6	704640.4	772582	598591.3	568293.6	1199492	414233.8	0.000213623	2434656
81	486147.8	522256.8	704636.3	772582.9	598590.7	568293.4	1199490	414238.4	1762906	2434656
80	486158.1	522260.8	704616.6	772583.2	598590.5	0.000213623	1199487	414229.8	1762906	2434656
79	486163.1	522258.5	704608.7	772581.6	598590.3	1356016	1199485	414226.8	1762900	2434657

- Levé en 3D d'oued Harreza

