

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR- ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES L'INGENIORAT
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

FILIERE : HYDRAULIQUE

OPTION : AMENAGEMENT ET OUVRAGE HYDRAULIQUE (AOH)

Thème

EVALUATION DES RISQUES D'INONDATIONS
ASSOCIES A LA RUPTURE DU BARRAGE
A L'AIDE DU MODELE TELEMAT_2D ET SYSTEME
D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE :
CAS DU BARRAGE CHEFFIA EL TARF

Présenté par :

- TOUAIBIA ABIR
- LABOUIZE AMIRA

Dirigé par :

Mr. DJEMILI LAKHDAR

Jury de soutenance :

- | | | | |
|---------------------------------------|-----------|-------|----------------|
| - M. DJEMILI Lakhdar | Président | Pr | Université BMA |
| - M. TOUMI Abdelhamid | Examin | MA(A) | Université BMA |
| - M. BOUSLAH Soraya | Examin | MA(A) | Université BMA |
| - M. OUERDACHI Lahbaci | Examin | Pr | Université BMA |
| - M ^{me} . MOUSSAOUI Moufida | Examin | MA(A) | Université BMA |

Promotion : Juin 2017

ملخص

اليوم، الجزائر تحتوي على أكثر من 64 من السدود في الخدمة لتصل لقدرة 7.7 مليار م³، وتسمح بتنظيم حجم سنوي يقدر ب 3.6 مليار م³ المستخدمة في مياه الشرب والصناعة والري. عدد كبير من هذه الحواجز هي حواجز معمرة حيث ان معظمها تعاني من مشاكل خطيرة مثل ترسب الطمي، ومشاكل في الأساس، والتسريبات غير المنضبط

ومن بين هذه الحواجز، سد الشافية على واد بوناموسة، هذا الأخير يقع على بعد 40 كم في الجنوب الشرقي لمدينة عنابة.

يعرض هذا العمل محاكاة عددية للانهييار التدريجي لسد الشافية باستعمال رمز ثنائي الأبعاد (Télémac-2D) ودراسة تأثيرها المحتمل على المنشآت الامامية.

نتائج الحسابات سمحت بوضع دعائم خرائطية تبين مناطق الفيضانات وحدود الفيضان كعناصر للمعلومات مفيدة جدا للحكومات.

Résumé :

Aujourd'hui, l'Algérie compte de plus de 64 barrages en service totalisant une capacité de 7.7 milliards de m³ et permettant de régulariser un volume annuel de 3.6 milliards de m³ utilisés pour l'Alimentation en eau potable, l'industrie et l'irrigation. Un grand nombre de ces barrages est vieillissant d'où la plupart sont touchés par de sérieux problèmes tels que l'envasement, les problèmes de fondation, les fuites incontrôlées.

Parmi ces barrages le barrage de cheffia sur l'Oued Bounamoussa, ce dernier est situé à 40 Km au Sud-Est à l'amont de la ville d'ANNABA.

Ce travail présente une simulation numérique de la rupture progressive du barrage cheffia avec le code bidimensionnel (Télémac-2D) et d'étudie son impact éventuel sur les ouvrages en aval.

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.

Abstract

Today, Algeria account of more than 64 dams in service with a total capacity of 7.7 billion m³ And allowing to regularize an annual volume of 3.6 billion m³ used for the supply of drinking water, the industry and the Irrigation. Large number of these dams are aging, of where most are affected by serious problems such as siltation, the foundation problems, the uncontrolled leaks.

Among these dams the dam of cheffia on the Oued Bounamoussa, this last is located 40 km to the southeast to the upstream of the town of Annaba.

This work presents a numerical simulation of the progressive failure of the dam cheffia with the two-dimensional code (Télémac-2D) and is considering its possible impact on the works downstream.

The results of calculations have helped to establish map brackets indicating the flood risk areas as well as the limits of the field of flooding, Very useful information for the public authorities.

REMERCIEMENT

En préambule à ce mémoire nous remerciant ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces longues années d'étude.

Nous souhaitant adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Nous adressons nos sincères remerciements, reconnaissances et gratitude à tous nos enseignants, et en particulier le directeur de ce mémoire Djemili Lakhdar en tant que Directeurs de mémoire, pour ses précieux conseils, et sa disponibilité, et Bouchehed Hamza qui sont toujours montrés à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'ils ont bien voulu nous consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Nous n'oublions pas nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous mes proches et amis.

Dédicace

*Au nom du dieu, le plus puissant le plus généreux, que son salut et son paix
soit sur Mohammed avant tout.*

*C'est avec un grand plaisir que je profite cette occasion pour que je dédie ce
travail a tout ceux que j'aime, et ceux qui m'ont aidé au parcoure de mes études
de loin ou de près :*

*A mon père, Mohamed, mon ange gardien, qu'il a rêvé toujours de me voir en
finir mes études ربي يرحموا*

*A la perle de ma vie, Ma mère, la mère la plus douce du monde entier, qui m'a
toujours entouré par son amour et son affection sacrés, et m'a guidé les pas sur
le chemin dur de la vie.*

A mes frères beaux Farid et Fateh, ma sœur Hayette et mon oncle Athmane

A mes anges Soudjoud, touka Rined, Siline et Med Abdelrakib

*Aux personnes les plus proches de mon cœur, ceux que j'aime beaucoup plus que
tout, et qui m'ont orienté et encouragé dès mes première pas.*

Aux symboles de fidélité, mes amis Sarra, Naima, Asma et mon binôme Amira

A tous les gens que je sais, et que j'aime.

A ma promotion de Master 2017, AOH.



A.B.R. Touaibia



Dédicace

*Je rends mes profondes gratitudees à **ALLAH** qui m'a aidé à réaliser ce modeste travail.*

*À **MES CHERS PARENTS** Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.*

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

*A mes frères **Achref, Ramy, Ishak** et ma sœur **Hana***

*Une spéciale dédicace à mon très cher frère **Achref** qui m'est le père et la mère, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous.*

Mon ange gardien et mon fidèle compagnant dans les moments les plus délicats de cette vie mystérieuse. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A tous les membres de ma famille.

*A mes fideles amis **Kheireddine, Ismail** et **Omar***

*Spécialement à **Sara, Bouchra, Randa** et mon binôme **Abir***

A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.

*A ma promotion de **Master Hydraulique 2017***

A tous ceux qui me sens chers et que j'ai omis de citer.

Amira

Table des Matières

Remerciement	
Résumé	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction général.....	1

Chapitre 1 Rupture des barrages, les causes et les dégâts

1	Introduction	4
2	Les barrages autrefois	4
3	Les barrages aujourd'hui	5
4	Rupture de barrage	6
5	Les types de rupture	6
6	Les causes de rupture.....	7
6.1	Des problèmes techniques.....	7
6.2	Des causes naturelles.....	7
6.3	Des causes humaines.....	8
7	Danger et dégâts pouvant affecter un barrage et ses fondations	8
8	Les principaux accidents de rupture de barrage	10
8.1	Dans le monde	10
8.2	En Algérie	18
8.2.1	Historique des barrages en Algérie.....	18
8.2.2	Quelque exemple de barrage	25
9	Fiabilité des structures hydrauliques.....	28
10	Conclusion	29

Chapitre 2 **Analyse de risque des barrages**

1	Introduction	30
2	Les composantes du risque d'inondation.....	31
2.1	Définition.....	31
2.2	Croisement aléa et vulnérabilité.....	32
2.3	Evolution du risque d'inondation.....	33
3	La nature du risque et les accidents Possibles	34
4	Définition du risque particulier.....	35
5	Analyse des risques.....	35
5.1	Définition.....	36
5.2	Analyse des risques.....	37
5.3	Niveau acceptable de risque.....	37
5.4	Analyse relative des risques	38
5.5	Gestion globale des risques	39
6	Le risque de rupture d'ouvrage.....	40
6.1	Notion de danger particulier.....	41
6.2	Diagnostic et l'analyse de risques des barrages.....	43
7	Maitrise du risque.....	47
7.1	Mieux connaitre ce risque	47
7.2	La surveillance du barrage.....	47
7.3	Maitriser l'urbanisation.....	48
7.4	L'organisation des secours.....	48
7.5	Sécurité des populations.....	49
7.6	Information et plan d'alerte.....	49
7.7	Le Plan Particulier d'Intervention.....	51
8	Conclusion.....	52

Chapitre 3 **Modélisation hydraulique Et Méthode d'étude**

1	Introduction	53
2	Scénario de rupture	54
2.1	Méthodes de calcul en conditions normales	56
2.2	Prévision des paramètres de la brèche	57

2.3	Méthodes de prévision du développement de la brèche	57
2.4	Les formules empiriques.....	57
2.4.1	Estimation de largeur de brèche.....	57
2.4.2	Estimation de temps de formation	59
2.4.3	Estimation de débit de pointe	61
3	L'onde de submersion	65
4	Propagation de l'onde de submersion	65
4.1	Variables cartographiées	65
4.2	Modèles de calcul de la propagation de l'onde de rupture.....	67
4.2.1	Calcul unidimensionnel	67
4.2.2	Calcul bidimensionnel	68
5	Prévision de la propagation de la crue de rupture.....	68
6	Equations de Saint-Venant.....	69
7	L'outil de simulation.....	69
7.1	Présentation de logiciel télémac 2D.....	69
7.2	Programmation utilisateur.....	71
7.3	Aspects théoriques	72
7.4	Les fichiers	73
8	Présentation de logiciels	75
8.1	Google Earth	75
8.2	UMD.....	75
8.3	SRTM.....	76
8.3.1	Définition de MNT (Modèle Numérique du Terrain)	76
8.4	Global mapper 16	78
8.4.1	Définition de la Projection UTM.....	79
8.4.2	Les fuseaux ou zones d'extension.....	79
8.4.3	Isomètre centra.....	81
8.5	Arc-gis	81
8.5.1	ARC MAP	81
8.6	Couvadis	82
8.7	blueKenue.....	83
8.7.1	Formats et Types de Données.....	83
8.7.2	Préparation des Données du Modèle.....	84
8.7.3	Création du maillage et calcul sous TELEMAC.....	84

8.8	Fuday prepro	85
9	Conclusion	86

Chapitre4

Résultats et Discussions

1	Introduction.....	87
2	La zone d'étude	87
2.1	Historique	87
2.2	Situation	88
2.3	Destination	88
2.4	Description de l'ouvrage.....	88
2.5	La fiche technique de l'ouvrage.....	89
2.6	Les ouvrages annexes.....	92
2.6.1	Evacuateur de crue	92
2.6.2	Vidange de fond	93
2.6.3	Ouvrage de prise	94
2.7	Gestion de la ressource	94
2.8	Dispositif d'auscultation (état initial)	95
2.8.1	Auscultation interne	95
2.8.2	Auscultation externe.....	95
2.8.3	Etat du dispositif actuel	95
2.9	Transfert de la cheffia	96
2.10	Risque d'inondation des agglomérations de la wilaya d'El Taref	97
2.11	Les inondations dues aux lâchers des barrages (24février2012).....	98
2.12	Cause d'inondations dans la ville d'el tarf	99
3	Préparation des données	100
4	Méthodologie.....	101
5	Modélisation numérique.....	101
6	Représentation les résultats	104
7	Résultat et discussion	118
8	Conclusion.....	124

Conclusion général.....	125
Annexes.....	127
Bibliographie.....	130

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : exemple de danger et de dégâts affectant les barrages st leurs fondations.....	9
Tableau 1.2. Pertes humaines et matérielles majeures aux 19ème et 20ème siècles.....	16
Tableau 1.3 : Les barrages Algériens de première génération	19
Tableau 1.4 : Les barrages algériens de seconde génération.....	20
Tableau 1.5 : Evolution et répartition des barrages par période de réalisation et par régions.....	23
Tableau 1.6 : Importance des barrages algériens en termes de capacité initiale.....	24
Tableau 2.1: Valeurs seuils pour la mesure du danger particulier basées sur des critères lors d'inondation	42
Tableau 3.1 : valeur de C_b	59
Tableau 3.2 : Les formules des débits de pointes pour différents forme de brèche.....	63
Tableau 3.3 : Différent formules de brèche selon les normes	63
Tableau 4.1 : Risques d'inondation de la Wilaya d'EL TAREF.....	97
Tableau 4.2 : Hydrogramme de crue.....	103

Liste des figures

Figure 1.1 : Barrage Malpasset.....	11
Figure 1.2 : Rupture de barrage Toten (USA).....	12
Figure 1.3 : Ecoulement dans la brèche de Teton Dam(Etats-Unis) lors de la rupture de barrage	12
Figure 1.4 : Barrage de barrage de Baldwin Hills enfoncé.....	14
Figure 1.5 : Rupture de barrage Shihkang (Taiwan).....	15
Figure 1.6 : Barrage de saint Francis.....	15
Figure 1.7 . Historique des ruptures de barrages	16
Figure 1.8 : Localisation des barrages en Algérie.....	24
Figure 1.9 : Barrage de l'Oued Fergoug avant la catastrophe.....	25
Figure 1.10 : Barrage de l'Oued Fergoug avant de rupture 25 Novembre 1927.....	26
Figure 1.11 : Barrage de l'oued Fergoug après la catastrophe.....	27
Figure 1.12 : Barrage de Cheurfas, après travaux : nouvel appui RD vers l'amont	27
Figure 2.1 : Répartition des catastrophes naturelles par type.....	30
Figure 2.2 : Composante du risque d'inondation	32
Figure 2.3 : Définition du risque par comparaison de l'aléa et de la vulnérabilité.....	32
Figure 2.4 : Éléments du concept de sécurité pour les ouvrages d'accumulation.....	40
Figure 2.5 : Répartition des plages de dangers selon l'intensité de submersion.....	43
Figure 2.6 : Les approches du diagnostic et de l'analyse de risques dans le domaine des barrages.....	44
Figure 2.7 : La gestion du risque de rupture des barrages.....	45
Figure 2.8 : Schéma de la démarche de l'évaluation des critères de danger particulier	46
Figure 2.9 : Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien.....	50

Figure 3-1 : Forme des brèches considérée dans les calculs.....	63
Figure 3-2 : Représentation de la zone de submersion.....	66
Figure 3-3 : Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel.....	67
Figure 3-4 : Image satellitaire de barrage Cheffia	75
Figure 3-5 : représentation de MNT.....	77
Figure 3-6 : MNT VECTEUR points seuls.....	77
Figure 3-7 : MNT VECTEUR lignes seules.....	77
Figure 3-8 : MNT VECTEUR points et lignes.....	78
Figure 3-9 : MNT RASTER grille.....	78
Figure 3-10 : fenêtre de global mapper	79
Figure 3-11 : Schéma de la projection UTM.....	79
Figure 3-12 : nombre de zone UTM (THE UNIVERSAL GRID SY).....	80
Figure 3.13 : Fuseaux couvrant l'Algérie.....	80
Figure 3-14 : Menu ARC_GIS10.....	82
Figure 3-15 : maillage dans le Bluekenue.....	84
Figure 3-16 : Contenu de Data	85
Figure 3-17 : Contenu de Views Items.....	85
Figure 4.1 : Barrage vue générale Chaffia.....	92
Figure 4.2: Evacuateur de crues.....	93
Figure 4.3 : Vidange de fond.....	93
Figure 4.4 : Organigramme de simulation.....	100
Figure 4.5 : Maillage du domaine en bluekenue	102
Figure 4.6 : Hydrogramme de crue.....	104
Figure 4.7 : l'emplacement de section	104

Figure 4.8 : section 01	105
Figure 4.9 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 01	105
Figure 4.10 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 01	106
Figure 4.11 : volume évacué cumulé de section 01	106
Figure 4.12 : section 02	107
Figure 4.13 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 02.....	107
Figure 4.14 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 02.....	108
Figure 4.15 : volume évacué cumulé de section 02	108
Figure 4.16 : section 03	109
Figure 4.17 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 03	109
Figure 4.18 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 03	110
Figure 4.19 : volume évacué cumulé de section 03	110
Figure 4.20 : section 04	111
Figure 4.21 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 04	111
Figure 4.22 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 04	112
Figure 4.23 : volume évacué cumulé de section 04	112
Figure 4.24 : section 05	113
Figure 4.25 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 05	113

Figure 4.26 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 05.....	114
Figure 4.27 : volume évacué cumulé de section 05	114
Figure 4.28 : section 06.....	115
Figure 4.29 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 06	115
Figure 4.30 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 06.....	116
Figure 4.31 : volume évacué cumulé de section 06	116
Figure 4.32 : Variation la hauteur d'eau maximale de l'écoulement à l'aval du barrage.....	117
Figure 4.33 : Variation la vitesse maximale de l'écoulement à l'aval du barrage.....	117
Figure 4.34 : représentation de la hauteur, vitesse et l'intensité dans chaque section	119
Figure 4.35 : hauteur d'eau après la rupture des barrages cheffia.....	120
Figure 4.36 : de vitesse après la rupture des barrages.....	121
Figure 4.37 : l'intensité de submersion après la rupture des barrages.....	122
Figure 4.38 : le maximum de hauteur, vitesse et intensité après la rupture des barrages.....	123

Introduction générale

Les crues qui sont des phénomènes exceptionnels, naturels ou artificiels se caractérisent par des montées brusques des niveaux d'eau et par des débordements des cours d'eau. L'origine de la montée des eaux peut être due soit à un épisode pluvial sur l'ensemble d'un bassin versant, soit encore à une rupture progressive ou instantanée d'un barrage.

Dans ce mémoire nous nous intéressons tout particulièrement au domaine des ondes induites par la rupture d'un barrage.

En outre, la possibilité de rupture d'un barrage existe. Au cours de l'histoire, plusieurs ouvrages importants se sont rompus partiellement ou totalement sous l'effet de crues exceptionnelles, de séismes, etc. Les conséquences de ces ruptures peuvent être catastrophiques, provoquant des centaines, voire des milliers de morts, les accidents les plus marquants des cinquante dernières années sont les suivants :

En France, la rupture brutale de barrage de Bouzet (Vosges) en Avril 1895 a fait 87 victimes. Décembre 1959, barrage de Malpasset (Var, France) causée 423 victimes. Octobre 1963, barrage de Vajont en Italie a fait plus de 2000 victimes. Août 1975, barrages de Banqiao et de Shimantan (Chine) faisant plusieurs dizaines de milliers de victimes directes, plusieurs centaines de milliers de victimes indirectes, et environ 11 millions de personnes affectées par la catastrophe.

Une telle étude est très importante vue la concentration des activités humaines à proximité des fleuves et rivières ce qui nécessite la prise en charge des problèmes posés par les crues induites dans le cas d'une rupture de barrage, pour la sûreté de l'ouvrage et des canaux contre les déformations ainsi que la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval.

Pour cela les premières études sérieuses ont commencé, il y a un peu plus d'un siècle, parmi les auteurs et les chercheurs qui sont étudié sur les conséquences de rupture : Hervouet et Petitjean (1999), qui sont caler plusieurs modèles numériques unidimensionnels et bidimensionnels sur la rupture de barrage Malpasset, ont utilisé un logiciel en élément fini, aussi Arnaud Clair et Andrieu Cécile, qui sont étudié la rupture de barrage Bouzey en 1895 et Malpasset en 1959 en France.

Introduction générale

Lakhdar Djemili et al. (2010), ont utilisé le unidimensionnel Hec-Ras pour la modélisation de la rupture du barrage Ain dalia Souk-Ahras Algérie pour l'évaluation des conditions de sécurité de l'aménagement et des dangers potentiels en aval. Mustapha Kamel Mihoubi et al. (2012) « calcul de l'onde de rupture d'un barrage en mode bidimensionnel via le code TELEMC-2D. Boussekine Mourad et al. (2014) « Hammam Grouz Dam Break analysis: Case study “. Derdouss Oussama et al. (2015) « Dam Break Flood Forecasting Via MIKE 11: Case Study of Zardezas Reservoir in Skikda, Algeria. Mentionnons aussi les travaux de Salhi, L., (2010) qui a comparé les résultats obtenus par logiciel de simulation bidimensionnelle TELEMAC-2D et le logiciel unidimensionnel CASTOR, simulant la rupture du barrage Boukerdane à Tipasa.

Aujourd'hui, l'Algérie compte de plus de 64 barrages en service totalisant une capacité de 7.7 milliards de m³ et permettant de régulariser un volume annuel de 3.6 milliards de m³ utilisés pour l'Alimentation en eau potable, l'industrie et l'irrigation. Un grand nombre de ces barrages est vieillissant d'où la plupart sont touchés par de sérieux problèmes tels que l'envasement, les problèmes de fondation, les fuites incontrôlées.

Parmi ces barrages le barrage de cheffia sur l'Oued Bounamoussa, ce barrage est situé à 40 Km au Sud-Est à l'amont de la ville d'ANNABA.

Nous essayons à travers ce modeste travail de présenter une simulation numérique de la rupture progressive du barrage cheffia avec le code bidimensionnel (Télémac-2D) et d'étudier son impact éventuel sur les ouvrages en aval.

Pour atteindre cet objectif, le mémoire est subdivisé en quatre chapitres précédés d'une introduction générale et suivis d'une conclusion générale, ces chapitres sont organisés comme suit :

- Le premier chapitre présente une synthèse documentaire sur le phénomène de rupture des barrages dans le monde, leurs causes et conséquences.
- Le deuxième chapitre explique les différentes approches du diagnostic et de l'analyse de risques dans le domaine des barrages.
- Le troisième chapitre montre les différents scénarios de la rupture avec les formules empiriques de la formation de la brèche et la propagation de l'onde

Introduction générale

de submersion et les paramètres ; et aussi le modèle hydraulique bidimensionnel (Télémac-2D) avec d'autres logiciels.

- Et enfin, le quatrième chapitre c'est le fruit de ce mémoire et le plus important de travail, est consacré, à la présentation de la zone d'étude, une description détaillée du barrage cheffia, et aussi pour la simulation de la rupture et analyse les risques et définit les degrés de risque à partir de l'intensité de submersion. il figure aussi la carte de la zone d'inondation qui est un résultat très important dans ce mémoire.

Les textes sont illustrés par un nombre de cartes, figure et tableaux.

1. Introduction

Plusieurs cours d'eau ont été modifiés, au fil des années, pour satisfaire aux besoins de l'être humain. Les barrages et les digues qui contiennent leurs eaux de manière temporaire ou permanente constituent de nombreux exemples. {23}

Le nombre de grands barrages à travers le monde ne cesse de croître. Leurs capacités techniques et les dispositions constructives sont en évolution permanente. Les projets d'ampleur se multiplient de façon très rapide comme le barrage des Trois Gorges en Chine qui devra assurer l'irrigation des terres, la lutte contre les crues (inondations de 1998), et la production d'énergie. D'impressionnantes retenues de plusieurs milliards de mètres cubes d'eau ont pu être réalisées grâce au génie de l'homme tel que Saad-el Kafara el Ali en Egypte qui retient Lac Nasser de 5000 km² et de 157 km³. {12}

Les barrages, de par leurs rôles et leurs fonctions sont conçus à des fins {22} d'irrigation 48.6%, de production d'énergie hydroélectrique 17.4%, d'approvisionnement en eau 12.7 %, de contrôle des crues 10%, de loisirs 5.3%, et de navigation et pisciculture 0.6%. Outre cela ils accroissent l'utilisation potentielle des cours d'eau.

L'accroissement rapide de la population mondiale implique nécessairement une augmentation supplémentaire de la demande en eau, en irrigation et en énergie. Pour répondre à ces nouveaux besoins, d'autres projets de construction de barrages de plus grande envergure sont en cours. {27}

2. Les barrages autrefois

Les premiers barrages importants sont nés avec les premières civilisations de l'Antiquité, en Particulier dans la vallée du Nil, en Mésopotamie, en Chine et en Asie du Sud. Ce sont certainement les traces de ces anciennes civilisations que les archéologues retrouvent le plus facilement. Les plus vieux vestiges connus proviennent du barrage de Sadd-el Kafara réalisé en Egypte entre 2950 et 2750 avant J-C. Cet ouvrage, d'une hauteur de 14 m et d'une longueur de 113 m au couronnement, avait été conçu avec une partie centrale comprenant des matériaux meubles remblayés (sable silteux et graveleux) et deux recharges en enrochements.

L'eau stockée dans un réservoir d'une capacité de 0,5 million de m³ pendant les crues servait pour l'irrigation en période sèche.

Pendant de nombreux siècles, les hommes se sont fondés sur l'empirisme, mais ils ont fait preuve d'une grande maîtrise pour construire des ouvrages de retenue. Un barrage, comme celui de Mala'a dans la vallée du Nil, a pu être exploité pendant des millénaires. Ce barrage se caractérise par un parement amont en maçonnerie renforcé par des contreforts à l'aval. Parmi les ouvrages marquants anciens figure le barrage de Marib au Yémen qui fut édifié dans le royaume légendaire de Saba dès le VIII^e siècle avant notre ère et ne fut définitivement détruit qu'en l'an 572 de notre ère lors d'une crue exceptionnelle, soit après 1300 ans de service. Le Yémen a reconstruit en amont en 1986 un nouveau barrage en remblai de 40 m de haut permettant de stocker 389 millions de m³. {2}

3. Les barrages aujourd'hui

Selon la publication de CIGB des barrages et de l'eau dans le monde (2007), on estime à plus de 50 000 le nombre de grands barrages en service (critères : $H > 15\text{m}$; $10\text{m} < H < 15\text{m}$ et volume de retenue supérieur à 3 millions de m³). Il faut noter que leur répartition géographique est très irrégulière. Près de 50% de tous les barrages de plus de 15 m de hauteur se trouvent en Chine. Un tiers se trouve dans le pays industrialisé d'Europe, d'Amérique du Nord et au Japon alors que le reste du monde, principalement les pays en développement, se partage les 15% restants. Ces derniers pays, tel que le Brésil, avec leur démographie en expansion et leur besoin de plus en plus importants en irrigation et en ouvrages de protection, présentent aujourd'hui un potentiel gigantesque.

Toujours selon les statistiques de la CIGB, 92% du parc mondial des grands barrages ont une hauteur inférieure à 60m, 62% moins de 30m de hauteur et seulement 2% plus de 100m de hauteur. Aujourd'hui, la construction de grands barrages fait l'objet d'efforts très importants de la part de certains pays. Les pays avec la plus grande activité de constructions de barrages sont la Chine, l'Iran, la Turquie et le Japon. {2}

4. Rupture de barrage

Les ruptures de barrages sont des événements très rares. Elles peuvent être de différents ordres (problèmes techniques, causes naturelles ou causes humaines) et correspondent à une destruction totale ou partielle de l'ouvrage. Les causes, ainsi que les mécanismes en jeu lors d'une rupture sont variables en fonction des caractéristiques propres au barrage.

Le risque de rupture brusque et inopinée est extrêmement faible pour les ouvrages récents (depuis le début du XXe siècle) qui bénéficient d'une technologie éprouvée.

Des accidents se sont cependant produits à travers le monde. En France, deux accidents ont marqué les mémoires, celui de Bouzey en 1895, qui a fait 100morts, et celui de Malpasset, en 1959, qui a provoqué la mort de 421 personnes. {19}

5. Les types de rupture

L'importance de connaître l'impact de l'onde de submersion sur l'environnement du barrage nous a amené à vouloir modéliser l'écoulement d'eau qui est provoqué par la rupture d'un barrage. On peut considérer deux types différents de rupture : la rupture instantanée et la rupture progressive. La rupture instantanée est l'hypothèse la plus pessimiste, (montée de crue extrêmement rapide), alors que la rupture d'un barrage de glissement de terrain est partielle mais permet la libération de la totalité du volume d'eau.

La rupture d'un barrage est rarement instantanée. Que cela soit pour un barrage en béton ou bien en remblai. Il y a généralement la formation d'une brèche dans le barrage, qui s'agrandit progressivement. La libération de l'eau se fait donc de façon graduelle. Ce processus de formation de brèche dans un barrage ou une digue a fait l'objet de plusieurs études pour en étudier la dynamique. Cela reste un processus complexe et en général, on fait l'hypothèse que volume d'eau est lâché instantanément : on parle d'effacement du barrage. Cette hypothèse va dans le sens de la sécurité, mais peut conduire à majorer le risque hydraulique induit par l'onde de crue, en particulier pour les barrages en remblai (qui sont majoritaires) ; pour des barrages en remblai, on observe que la largeur l de la brèche est généralement située

dans la fourchette $h_b \leq l \leq 3h_b$, ou h_b est la hauteur du barrage. Pour ces barrages, le temps, nécessaire à former une brèche varie de façon considérable (de quelques minutes à quelques heures) selon le matériau et la cause de la rupture. {24}

6. Les causes de rupture

Le risque « rupture de barrage » entre dans la catégorie des risques technologiques. Les causes ainsi que les mécanismes en jeu lors d'une rupture sont variables en fonction des caractéristiques propres au barrage. Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres : {28}

6.1. Des problèmes techniques

Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

6.2. Des causes naturelles

Peuvent également être à l'origine de rupture de barrage.

Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée *crue de projet*. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963).

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

6.3. Des causes humaines

Peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève). {34}

7. Danger et dégâts pouvant affecter un barrage et ses fondations :

Barrage en béton	Barrage en remblai	Fondation	retenue
Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau	Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau	Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau	
Déformation exceptionnelle Déformation irréversible Déplacement différentiel des plots Déplacements des appuis	Déformation exceptionnelle Tassement du barrage, des fondations (diminution de la revanche) Tassement différentiel	Déformation exceptionnelle Déformation des appuis Déplacement différentiel des appuis tassement	
Dégâts et détérioration du corps de l'ouvrage Fissuration Perte de section Gonflement	Dégâts et détérioration du corps de l'ouvrage Action des vagues Formation de terriers, refuges pour animaux Développement de la végétation (arbres, plantes)	Dispositif d'étanchéité défectueux Dégradation du voile d'injection	Défaut d'étanchéité de la cuvette
Augmentation de la percolation, de la circulation d'eau	Augmentation de la percolation, de la circulation d'eau	Augmentation de la percolation, de la circulation d'eau	Alimentation de sources à l'aval

Système de drainage inefficace ou défectueux (obstruction des drains) Augmentation des sous-pressions	Système de drainage inefficace ou défectueux (obstruction des drains) Augmentation des pressions interstitielles (perte de résistance au cisaillement)	Système de drainage inefficace ou défectueux (obstruction des drains) Augmentation des sous-pressions, des pressions interstitielles	
	Erosion interne dans le corps du barrage (piping)	Erosion interne (piping)	
Submersion du couronnement Erosion externe (parement aval)	Submersion du couronnement Action des vagues Erosion externe (dégâts au couronnement, aux parements et en pied du barrage)	Affouillement	Glissement de versant Eboulement Chute de glaciers Avalanches
Instabilité (risque de glissement, de renversement)	Instabilité des talus Affaissement locaux	Surface de glissement potentielle	Glissement de versant
Fissuration au contact béton-rocher au pied amont		Fissuration au contact béton-rocher au pied amont	
Obstruction d'un organe de décharge (vidange de fond, évacuateur de crue) Défaillance de fonctionnement/ organes de décharge bloqués	Obstruction d'un organe de décharge (vidange de fond, évacuateur de crue) Défaillance de fonctionnement/ organes de décharge bloqués		Alluvionnement Dépôts de sédiments Apports de débris flottants, transport d'arbres Débâcle des glaces

Tableau 1.1 : exemple de danger et de dégâts affectant les barrages et leurs fondations {2}

8. Les principaux accidents de rupture de barrage :

8.1 Dans le monde

- **Malpasset**

Le barrage de Malpasset est donc un barrage-voûte en béton d'une largeur à la base de 6,90 m pour 60 m de hauteur, ce qui le classe parmi les ouvrages à paroi mince.

L'accident :

Fin novembre 1959, des pluies diluviennes s'abattent sur la région. Il est décidé de laisser le barrage se remplir plutôt que d'ouvrir les vannes de vidange, pour ne pas gêner les travaux de l'autoroute Marseille - Nice en cours à 1 km en aval du barrage. Les quatre derniers mètres se sont remplis en moins de 24 h. Aucun contrôle n'est possible pendant cette phase de remplissage, phase décisive dans la vie d'un barrage

Le soir du 2 décembre 1959, l'eau du barrage atteint pour la première fois le haut de l'édifice. Le barrage cède à 21h11. Une lame de 50 millions de mètres cube d'eau s'engouffre dans la vallée du Reyran, dévastant tout sur son passage. La ville de Fréjus est submergée en quelques minutes par une vague d'eau et de boue 21 minutes plus tard.

Les conséquences :

Les conséquences sont dramatiques. La catastrophe fait 423 victimes et environ 7 000 sinistrés. Fréjus se trouve isolée ; routes, téléphone, électricité, eau sont coupés. La Nationale 7 et la voie ferrée sont emportées sur plusieurs centaines de mètres.

De nombreux dommages matériels (habitations détruites, entreprises, exploitations agricoles dévastées...) sont constatés. Une couche de boue de 50 cm d'épaisseur recouvre une partie de la ville (quartiers du Reyran, du Pavadou, de la Gare et des Arènes). D'énormes blocs de béton seront retrouvés à 1 500 m en aval de l'ouvrage.

La vallée du Reyran est « décapée » sur 5 km ; 1350 ha de terres agricoles (fruits et légumes, vignes...) sont dévastés. 80 000 hectolitres de vin sont perdus. {39}

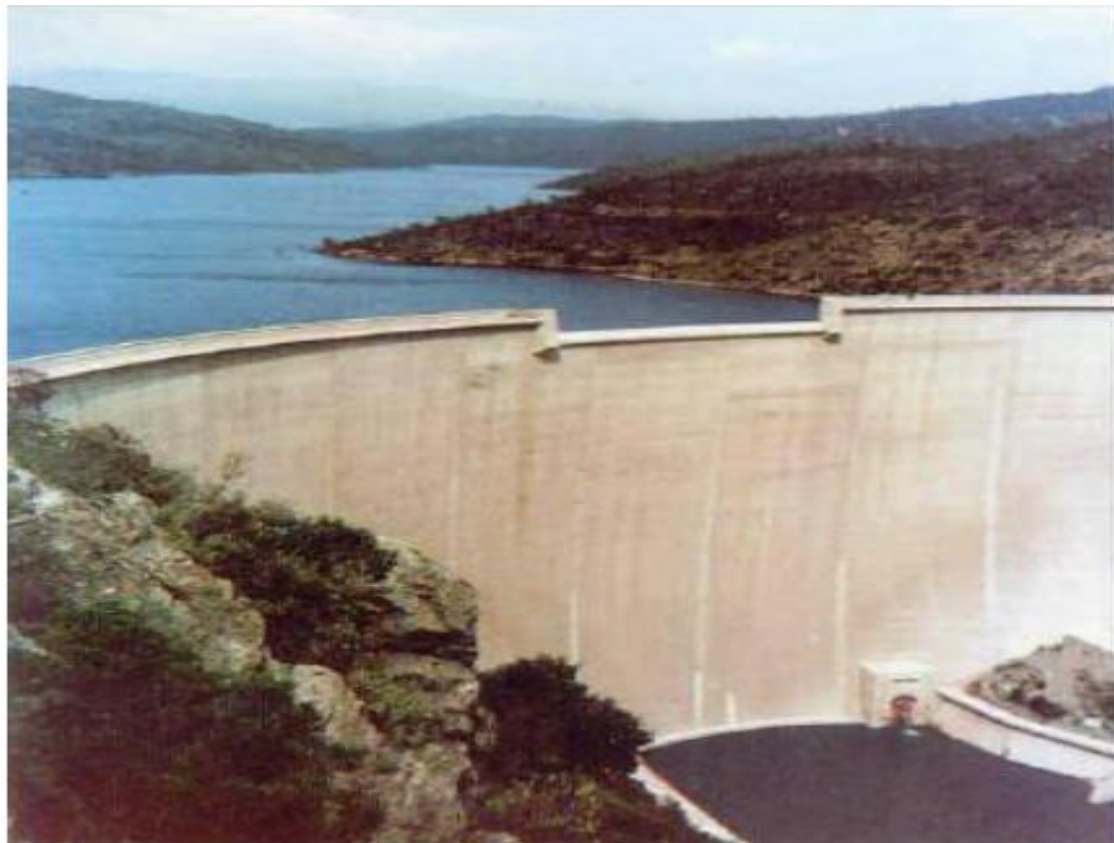


Figure 1.1 : Barrage Malpasset

- **Teton (USA) :**

Le barrage en remblai de Teton d'une hauteur de 91.5m, est du type en terre avec un noyau argileux imperméable. Sa rupture a eu lieu le 5 juin 1976 durant son premier remplissage.

Le 3 juin, on constata des sources au niveau du lit de la rivière à environ 450m à l'aval du barrage. Le lendemain d'autres sources sont apparues au pied aval du barrage. Le 5 juin, les venues d'eau d'un débit initial de 0.5 à 0.8 m³/s se sont développées sur la face aval du barrage à environ 40m sous le couronnement. L'eau, d'un débit de 0.5m³/s, sortait en rive droite d'un point proche du contact du barrage avec son appui. Puis de l'eau sale a aussi été vue sortante du talus à proximité du pied du barrage avec un débit 0.7m³/s. Dans la partie supérieure le débit augmenta continuellement. Le barrage se rompit alors complètement. {2}

Les mesures entreprises pour alerter les populations en aval du barrage ont permis de limiter les pertes humaines, qui s'élèvent quand même à 11 victimes {37}. Les dommages matériels en revanche sont considérables et s'élèvent à plus de 1 milliard d'Us.



Figure 1.2 : Rupture de barrage Teton (USA) {2}

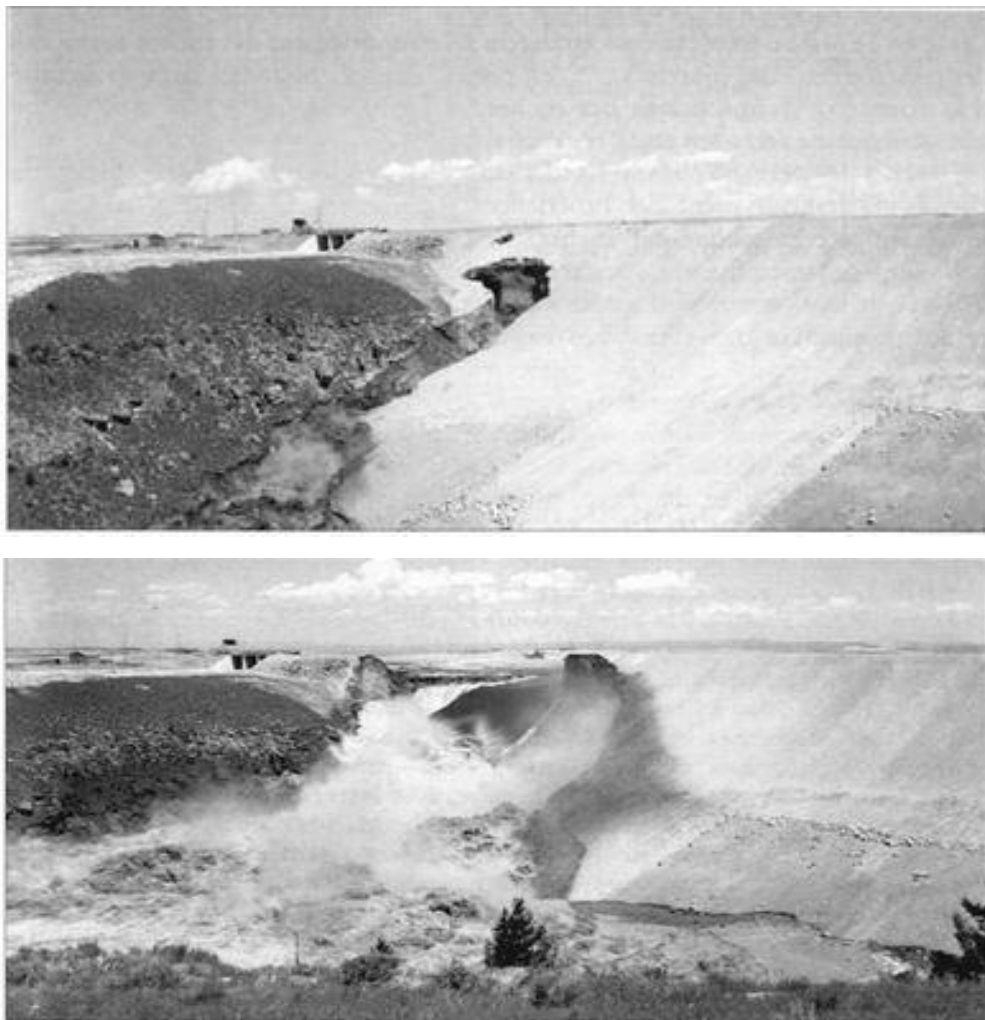


Figure 1.3 : Ecoulement dans la brèche de Teton Dam(Etats-Unis) lors de la rupture de barrage {23}

- **Vajont**

À Vajont, en Italie, Il s'agissait à l'époque du plus haut barrage-voûte du monde. Entre 1956 et 1963, on a réalisé ce barrage spectaculaire de 265m de hauteur pour barrer la Piave en amont du village de Longarone. Le remplissage du réservoir a commencé en 1960. On a constaté durant l'automne le fluage d'une grande surface de la rive gauche du réservoir sur la face du mont Toc et quelques éboulements superficiels. Ce mouvement a cessé après une réduction graduelle du niveau du réservoir, mais à redémarrer pendant l'été de 1962. {23}

- **Baldwin Hills Reservoir**

On a construit le Baldwin Hill Réservoir dans les Collins du même nom à proximité de Los Angeles en fermant un ravin au moyen de multiples digues. La construction a pris fin en 1951 on savait le site propice à nombreux mouvements de terrain par ailleurs régulièrement documentés. Malgré une conception selon les règles de l'art de l'époque, la rupture de la digue principale de 40m de hauteur a débuté en milieu de la journée, le 14 décembre 1963. Quelques heures auparavant, on avait détecté les premières anomalies et on avait décidé de procéder à une vidange d'urgence. Selon les nombreuses commissions d'enquête constituées à l'époque. La défaillance a résulté d'une érosion interne de la fondation par des fuites majeures à travers les failles du roc de fondation. Malgré la proximité de la ville, on attribue seulement trois morts à cette rupture. Cependant, il y a eu plus de 50 millions de dollars en dommage direct. {23}



Figure 1.4 : Barrage de barrage de Baldwin Hills enfoncé. {5}

- **Shihkang (Taiwan)**

Le barrage poids à contreforts de Shihkang est traversé par une faille dont l'extension n'avait pas été reconnue lors du projet. Cette faille active est à l'origine du tremblement de terre de Chi_Chi du 21 septembre 1999 qui a atteint une magnitude de 7.3. Un déplacement vertical différentiel de 9 m a été mesuré. La ruine du barrage est localisée sur le passage de la faille et seuls 2 blocs ont été affectés. {2}



Figure 1.5 : Rupture de barrage Shihkang (Taiwan). {2}

- **Saint Francis :**

La deuxième catastrophe la plus meurtrière aux Etats-Unis a eu lieu à St. Francis en mars 1928. Un barrage poids courbe en béton de 62 m de hauteur et de 213 m de longueur coupait le San Francisquito Creek à Saugus, en Californie. Le 12 mars, juste avant minuit, par suite de défauts dans sa fondation, le barrage s'est partiellement fragmenté, dispersant des blocs, certains de 10000 tonnes environ, sur plus de 100 m en aval. La rupture a causé la mort de 450 personnes. Elle a entraîné une révision en profondeur des normes de conception et de contrôle des barrages de Californie, qui s'étendit progressivement aux autres Etats américains. {23}

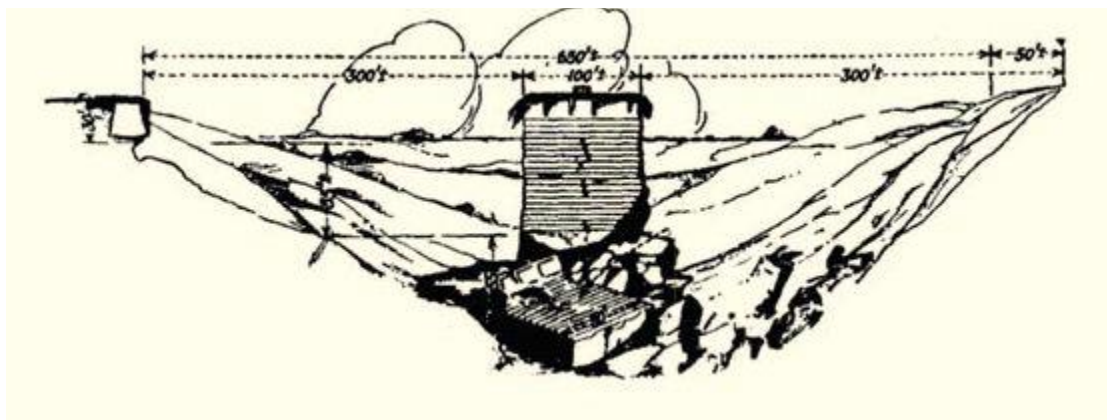


Figure 1.6 : Barrage de saint Francis {35}

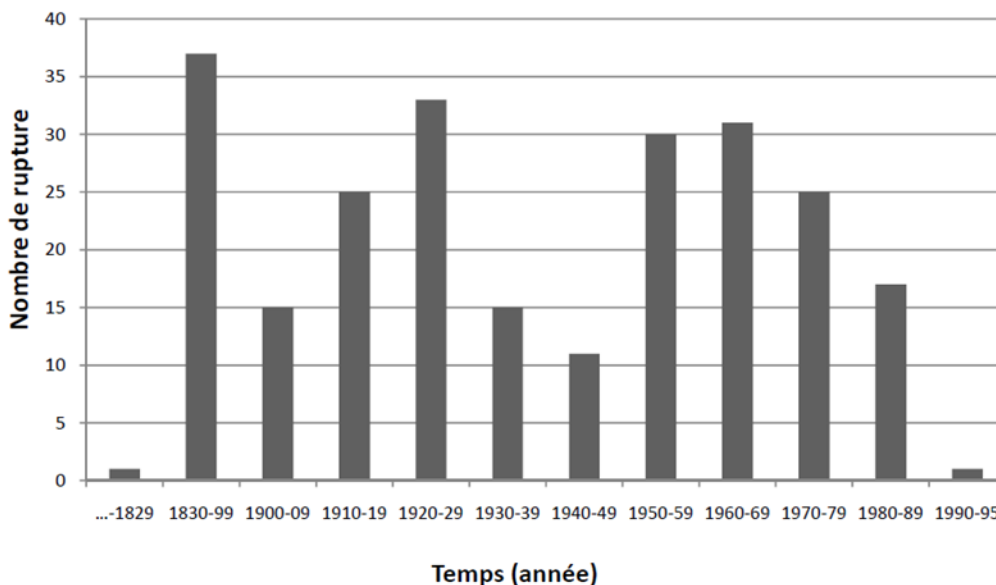


Figure 1.7. Historique des ruptures de barrages {24}

Le tableau 1.2 énumère les catastrophes les plus marquantes ayant eu lieu depuis le 19ème siècle.

Barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage(m)	Volume de la retenue (hm ³)	Nombre de victimes
Barrage en remblai, rupture durant la construction					
Panshet	inde	1961	49	214	1000
Sempor	Indonésie	1967	60	56	200
Barrage en remblai, rupture en service					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	Etats-Unis	1874	13	Inconnu	140
South Fork	Etats-Unis	1889	21	18	2200
Walnut Grove	Etats-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée du	1961	15	0.2	139

	Sud				
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	Inconnu	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127
Barrage poids, rupture lors de la première mise en eau					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Saint Francis	Etats-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture en service					
Fergoug 1	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Malpaset	France	1959	60	49	423
Kadakwasla	Inde	1961	33	137	1000
Barrage à contrefort et voutes multiple					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7.3	140

Tableau 1.2. Pertes humaines et matérielles majeures aux 19ème et 20ème siècles
[source : www.hydrocoop.org].

En considérant l'ensemble des ruptures postérieures à 1800 dans le monde, quelle que soit la hauteur du barrage, on compte 144 ruptures dont :

- 71 sans victime ;
- 31 avec moins de 10 morts ;
- 17 avec 10 à 99 morts ;
- 25 avec 100 morts et plus. {7}

8.2 En Algérie

8.2.1 Historique des barrages en Algérie

- **la période coloniale :**

Les premiers ouvrages remontent au 19^e siècle où quelques barrages de petite taille ont été réalisés dans la partie occidentale du pays. Ces réalisations n'ont pas du tout concerné l'Est algérien. Les premiers barrages construits dans cette région le furent au milieu du 20^e siècle : Fom El Gueiss (Khenchela) en 1939, suivi du K'sob (M'sila) en 1940 et du Zardezas (Skikda) en 1945. Cependant, les techniques de construction de l'époque n'étant pas au point, certains d'entre eux ont été vite emportés par les oueds et d'autres ont été reconstruits plusieurs fois (Cheurfas, Tlelat, Fergoug). Au moins trois raisons peuvent expliquer cela :

- la technologie des barrages n'était pas encore maîtrisée ;

- le régime des cours d'eau était mal connu ;

- les moyens techniques mis en œuvre pour la construction de ces barrages ont souvent été insuffisants, ce qui a fait traîner les chantiers : la construction du barrage de Djidiouia (0,7 hm³), par exemple, s'est étalée sur vingt ans (1857-1877), celui de Hamiz (14 hm³) sur 25 ans (Tab : 1).

Ainsi, si le principe du barrage est simple, les conséquences de sa mise en place sont multiformes et difficiles à gérer ; cela demande une réflexion préalable, ce qui n'a, malheureusement, pas été toujours le cas.

Nom	Oued	Année de construction	Volume initial (hm ³)
Meurad	Djabroun	1852-59	0,8
Tlelat	Tlelat	1860	-
Tlelat	Tlelat	1869-70	0,7
Fergoug	Habra	1865-71 puis 1882	30
Cheurfas	Sig	1880-82	3
Cheurfas	Sig	1886-92	18
Djidiouia	Djidiouia	1857-77	0,7
Hamiz	Hamiz	1869-94	14

Tableau 1.3 : Les barrages Algériens de première génération (Source : Flamant in PERENNES)

Les barrages ont donc commencé à être érigés en Algérie à partir du 19^{ème} siècle, c'est le cas du 1^{er} barrage construit à Meurad en 1859 (Tipaza). De très faible capacité (0,8 hm³), il ne sert plus à l'irrigation mais uniquement à l'AEP des agglomérations de Meurad et de Hadjout.

Le deuxième barrage (1860) réalisé en terre à Tlelat possède une capacité de 0,7 hm³ et une hauteur de 27 mètres, il s'est rompu en 1862 après sa mise en exploitation pour des raisons d'étanchéité. Il a été reconstruit en 1870 et conforté en 1904. Il est toujours en exploitation et utilisé par la cimenterie de Zahana (Sidi Bel Abbès).

La réalisation du barrage de Hamiz fut une œuvre de longue haleine qui demanda 40 ans. Il fut conçu dès 1854, mais les travaux ne commencèrent qu'en 1869 pour se terminer en 1894.

D'autres barrages ont été construits vers la fin du siècle (Cheurfas, Fergoug) ; mais ont connu des problèmes de conception en raison des techniques de réalisation (instabilité de l'assise, sous-estimation des débits de crues,) qui n'étaient pas encore maîtrisées. C'est alors que la construction de grands ouvrages fut arrêtée dans les années 1890.

Elle ne reprendra qu'à partir de 1920 et on opta alors pour la construction de grands barrages réservoirs, conçus sur les sites les plus favorables. Entre 1932 et

1948, neuf (9) barrages seront construits (Tab : 2). Ce sont des ouvrages de grandes et moyennes capacités (excepté celui de Foum El Gueiss de petite taille) qui ont, alors, été édifiés : Oued Fodda (1932), Boughzoul (1934), Bakhadda (1936), Ghrib et Foum El Gueiss (1939), K'sob (1940), Zardezas (1945) et Beni Bahbel (1946), Bouhanifia (1948). Durant la même période, on procède à la surélévation de deux barrages de première génération : Hamiz et Cheurfas.

Nom	Oued	Année de mise en service	Volume initial (hm ³)
O.Fodda	Fodda	1932	228
Boughzoul	Chelif	1934	55
Bakhadda	Mina	1936	56
Ghrib	Chelif	1939	280
Foum El Gueiss	Gueiss	1939	3,4
K'sob	K'sob	1940	12.4
Zardezas	Saf-saf	1946	14.9
Beni bahbel	Tafna	1946	63
Bouhanifia	Hammam	1948	73

Tableau 1.4 : Les barrages algériens de seconde génération (Source :JJ.PERENNES, corrigé)

A la fin de la période coloniale, les réalisations restaient relativement limitées avec seulement 15 ouvrages. Ce qui est frappant, note ARRUS dans son ouvrage, c'est qu'à l'indépendance :

* environ la moitié des barrages étaient, soit prématurément envasés et donc pour une bonne part inutilisables (K'sob, Zardezas, Hamiz, Foum El Gueiss, Foum El Gherza) soit construits sans réseau d'adduction aval (Beni Bahbel, Oued Fodda, Ghrib),

* moins du tiers des périmètres classés et la moitié des surfaces irrigables étaient réellement irriguées, Le volume qu'ils régularisaient était d'à peine 910 millions de m³ et se concentraient principalement à l'ouest du pays. A ce propos, COTE (1996) soulignait que 93 % de la capacité totale des 15 barrages recensés ... se situaient à l'ouest du méridien d'Alger.

Il fallait donc, attendre la seconde génération de barrage, comportant plusieurs édifices hydrauliques, pour que l'Est algérien bénéficie de quelques ouvrages (Ksob, Zardezas, Foum El Gueiss, Foum El Gherza, Cheffia, ce dernier n'a été achevé qu'après l'indépendance en 1965) de taille relativement modeste, exception faite pour la Cheffia dont la capacité est plutôt importante (168 Hm³). L'effort est resté soutenu à l'ouest du pays qui a vu la construction des barrages de Sarno, Bakhadda, Meffrouch.

Durant cette période les barrages hydro électriques ont fait également partie de la politique coloniale. Deux importants barrages, dans la petite Kabylie, furent lancés : il s'agit d'Ighil Emda, construit en 1954 et d'Erraguene qui ne fut achevé qu'en 1963.

Ainsi, la colonisation a construit des barrages qui, selon BRUNHES (cité par PERENNES), 'n'ont pas tous donné les résultats qu'on attendait. Même du point de vue technique, plusieurs ne paraissent pas avoir été construits conformément aux exigences spéciales du climat de l'Algérie. Presque tous ont eu à souffrir des crues très brusques, de ces véritables « coups d'eau » qui exigent des fondations sur des roches très dures...' Face à cet héritage colonial qui se limitait à une série de barrages qui ne mobilisaient qu'une petite part du potentiel en eaux de surface du pays, qu'allait être la politique algérienne dans le domaine du développement hydraulique ?

- **La période entre 1962-1980**

La situation héritée a prévalu jusqu'au début des années 1980 et l'Algérie indépendante a donc, d'une certaine façon, reconduit la politique coloniale, puisque durant les 20 premières années, de 1962 à 1980, seuls trois nouveaux barrages ont été construits (la Cheffia en 1965, Djorf Torba en 1969, Sidi Mohamed Ben Aouda en 1970) mais qui ont porté la capacité de stockage de 910 à 1.660 hm³. Or, pendant

cette période, l'héritage de l'époque coloniale n'a fait que se dégrader. En effet, l'envasement, à lui seul, faisait perdre, annuellement, à ces barrages 2 à 3 % de leur capacité utile. Il fallait donc, afin de préserver ce potentiel, soit surélevé l'ouvrage (Zardezas en 1974, Ksob en 1977), soit procédé à leur dévasement, opération excessivement onéreuse et, qui plus est, immobilise le barrage durant les travaux, ce qui n'est pas sans préjudice pour les utilisateurs, soit enfin les reconstruire entièrement (Fergoug et Cheurfas). . C'est durant cette même période que le Maroc s'est engagé dans une politique hydraulique de grande envergure. Pas moins de 19 barrages furent mis en eau entre 1961 et 1980, dont 6 pour la seule année 1978. Plusieurs sont de très grande taille : El Massira, Mohamed V, Oued el Makhazine. La capacité théoriquement régularisable, des barrages marocains, est de 9,5 km³ce qui représente 59 % du potentiel mobilisable (16 km³).

Ce retard dramatique accumulé par l'Algérie en matière d'hydraulique entre 1962 et 1980 a eu pour conséquence une régression des superficies irriguées, donc une baisse de la production agricole et une forte dégradation de la satisfaction de la demande urbaine en eau potable.

- **La période entre 1980-1999**

À partir des années 1980, et suite à une longue période de sécheresse, le pays a opté pour une politique plus hardie qui s'est manifestée par une dynamique dans le secteur de l'hydraulique sans précédent. Pour tenter de rattraper le retard, les études ont été systématisées, des investissements conséquents ont été dégagés et une mobilisation de moyens matériels et humains sans précédent a été opérée. Le résultat de cette politique est une relance spectaculaire des réalisations de barrages par le redémarrage des chantiers longtemps mis en veille. Il s'en est suivi la réalisation de 19 barrages en à peine 10 ans (1980-1990), la période prolifique est celle située entre 1985 et 1989 où pas moins de 15 barrages sont entrés en service, soit 3 barrages par an, portant le total à 37 ouvrages et un volume de stockage égal à 3,9 milliards de m³. 11 se situaient à l'ouest, 9 dans le Cheliff, 7 au centre et 10 à l'est.

La décennie 1990-2000 a connu un fléchissement important dû à deux raisons essentiellement, l'une sécuritaire rendant les travaux trop risqués pour les

ouvriers, aussi bien les étrangers que les nationaux, l'autre financière quand le pays connaissait d'énormes difficultés d'apport de capitaux. Le résultat est que seuls 7 barrages furent mis en service.

- **A partir de 2000**

Entre 2000 et 2006 pas moins de 13 barrages furent mis en eau. Ainsi, chaque année 1 ou 2 barrages sont mis en service donnant, en 2009, 60 barrages en exploitation dont 58 avec une capacité supérieure à 10 millions de m³ chacun et un volume régularisé global de plus de 7 milliards de m³. Ce sont des ouvrages qui atteignent rarement les 300 millions de m³. Les barrages algériens sont, donc, de moyenne capacité, les plus grands d'entre eux ont une capacité de 450 Hm³ pour le barrage de Gargar (Relizane), 640 hm³ pour Koudiat Acerdoune (Bouira) et 795 Hm³ pour le barrage de Beniharoun (Mila). Les experts soulignent que les conditions naturelles en Algérie ne permettent pas d'avoir des barrages de plus grandes capacités comme c'est le cas par exemple du Maroc (avec 5 barrages dépassant le milliard de m³ chacun) de la Syrie et son barrage de Tabqa (12 km³) ou de l'Egypte avec le barrage d'Assouan (162 km³).

	Ouest	Cheliff	Centre	Est	Total
Jusqu'en 1962	5	4	2	4	15
1962-1980	7	4	2	5	18
1980-1990	11	9	7	10	37
1990-2000	13	9	8	14	44
2000-2009	16	12	12	20	60

Tableau 1.5 : Evolution et répartition des barrages par période de réalisation et par régions

Aujourd'hui, le nombre et la capacité initiale des barrages mis en service ont sensiblement augmenté puisque les 57 ouvrages mis en eau emmagasiner près de 6,5 milliards de m³. 8 autres ouvrages sont en cours de réalisation et 5 en voie de lancement. Si l'on ajoute les retenues gérées par l'ANRH et qui sont considérés comme des barrages, on atteint les 110 unités. À titre indicatif, il existe près de 48.000

grands barrages recensés dans le monde (633 de plus de 500 hm³). Parmi ces barrages, 22.000 en Chine, plus de 6.500 aux États-Unis, plus de 4.000 en Inde et près de 3.000 au Japon (DUGOT, 2002). Ainsi, 75% des barrages mondiaux sont situés dans quatre (4) pays. {46}

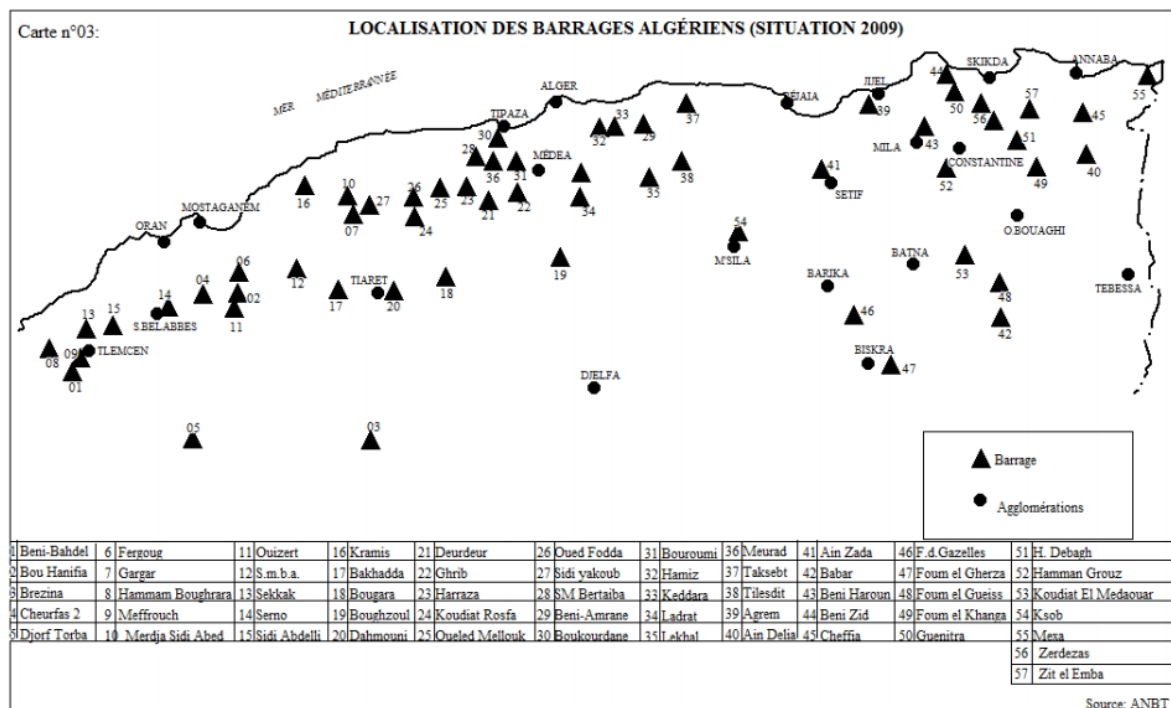


Figure 1.8 : Localisation des barrages en Algérie

Capacité (hm ³)	Nombre	Capacité totale (hm ³)	% Capacité
>200	8	2.838	44.02
151-200	6	1.032	16.00
101-150	8	985.1	15.27
50-100	15	1.060.4	16.45
<50	20	532.38	08.26
Total	57	6.447.88	100.00

Tableau 1.6 : Importance des barrages algériens en termes de capacité initiale (situation au 1^{er} trimestre 2009)

8.2.2 Quelque exemple de barrage :

- **Barrage Fergoug**

La rupture de barrage Fergoug, montre que les premiers barrages algériens ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de réalisation des barrages n'étaient pas alors maîtrisées. La construction d'un barrage sur l'Habra en amont du futur centre de Perrégaux était déjà évoquée dans le procès-verbal d'enquête du 14 avril 1853, la construction du barrage débuta en 1865.



Figure 1.9 : Barrage de l'Oued Fergoug avant la catastrophe {13}

➤ **Premier rupture :**

Le 10 mars 1872. Une crue exceptionnelle estimée à 700 m³/s provoqua la rupture du déversoir en créant une brèche de 55 mètres de longueur sur 12 mètres de hauteur. Le débit d'eau sortant de la brèche fut évalué à 5 600 mètres cubes par seconde et plus de 200 000 m³ de déblais furent entraînés. Il fut reconstruit sous forme d'un mur unique, profilé pour éviter les affouillements, basés sur de solides fondations après remplissage des excavations découvertes dans le rocher, et définitivement terminé en mai 1873. Le 15 décembre 1881, le barrage céda à nouveau Une crue de 850m³/s emporta 125 mètres du barrage sur la rive droite. Deux cent cinquante personnes furent noyées,

ponts, et maisons emportés par les flots déchaînés. La reconstruction du barrage dura deux années, de 1 883 à 1885, avec modification du profil et coûta 1 300 000 Fr.

➤ *La 2eme rupture*

Il avait plu toute la semaine et en ce vendredi 25 Novembre 1927, le niveau de l'eau cessait de monter obligeant les responsables du barrage à ouvrir les vannes d'évacuations à leur débit maximum, Cette opération ne suffit pas à diminuer la pression qui s'exerçait sur le barrage-poids. En 22 heures et 20 minutes, le plan d'eau s'éleva de 27m85 !

Le samedi matin, à 10h 45, le barrage de l'Oued Fergoug, de 32m de hauteur, se mettait à vibrer.

Soudain le barrage fléchissait dans son milieu, s'ouvrait, et une énorme trombe d'eau jaillissait au point de rupture. {13}



Figure 1.10 : Barrage de l'Oued Fergoug avant de rupture 25 Novembre 1927

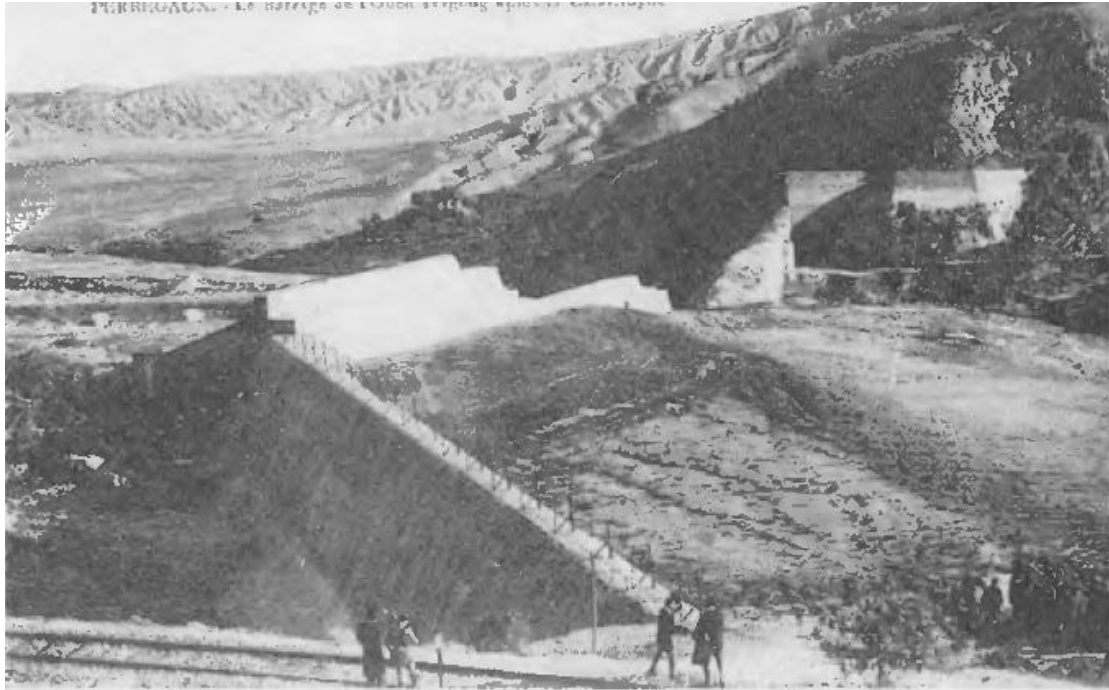


Figure 1.11 : Barrage de l'oued Fergoug après la catastrophe

- **Barrage de Cheurfas (1885)**

Le barrage de Cheurfas est un barrage en maçonnerie de hauteur 35 m environ. En 1885, une crue emporte l'appui rive droite. Le barrage est reconstruit en allant chercher, en rive droite amont, une fondation calcaire de meilleure qualité.



Figure 1.12 : Barrage de Cheurfas, après travaux : nouvel appui RD vers l'amont (<http://sigoise.free.fr>)

Après la rupture du barrage de l'oued Fergoug (vallée voisine) en 1927, le barrage des Cheurfas est révisé (et surélevé). Les travaux ont impliqué : des tirants actifs, des injections en fondation et la régénération des maçonneries. {30}

9 Fiabilité des structures hydrauliques

Pour éliminer les risques de ruptures des barrages d'importants efforts sont fournis par les scientifiques et chercheurs pour mettre au point des méthodes de calcul de la propagation des crues de rupture plus fiables. L'aboutissement de ces efforts étant presque acquis du moment la technologie numérique et les techniques diverses assistées par ordinateur y suivent.

Le parc mondial des grands barrages est en nette expansion et son évolution se poursuivra, de façon exponentielle sous la pression des besoins en eau et en énergie, surtout sur les continents en émergence telle que l'Asie et l'Afrique, là où peu de sites sont exploités et où les populations augmentent rapidement. Les capacités techniques nouvellement acquises soutiennent cette évolution.

Elles permettent de réaliser des projets plus audacieux, souvent avec des retenues gigantesques. Malgré que les statistiques montrent que la probabilité de rupture des barrages de tout type diminue, des cas de ruptures catastrophiques dans plusieurs pays ont quand même eu lieu et le risque résiduel (de rupture) persiste toujours.

La sécurité des barrages est le fruit d'une étude technique plus exigeante que leur conception, leur construction ou leur exploitation. Celles-ci ne peuvent être dissociées les unes des autres.

L'accroissement de cette sécurité est un objectif difficile à atteindre puisque le nombre de barrages augmente et, par conséquent, le niveau des conséquences de leur rupture aussi. Cependant il est nécessaire d'atteindre ce but par ce qu'autant de vies sont menacées. A cela s'ajoute le danger des barrages qui sont perçus comme un facteur négatif au même titre que les inondations, la modification du cycle naturel des rivières, l'altération de la qualité des eaux, et autres. {27}

10 Conclusion

Au cours des cinquante dernières années, des progrès considérables ont été réalisés dans le développement de la conception, de la construction et de l'exploitation des barrages. En raison de la technologie grandement améliorée ainsi que des leçons apprises par une analyse minutieuse des incidents et des pannes, le nombre de défaillances des barrages a été considérablement réduit. La plupart de ces leçons ont donné lieu à l'amélioration des critères de sécurité et ont été prises en compte dans les législations nationales consacrées à la sécurité des barrages et aux recommandations internationales qui représentent une référence à l'ensemble de la communauté de l'ingénierie des barrages.

Partout dans le monde, la législation et les critères de sécurité pour les barrages varient considérablement. Pour la sécurité publique le long de la vallée en aval des barrages ainsi que pour la protection des ressources économiques et environnementales, la majorité de la législation et des directives techniques de sécurité contemporaines favorisent et soutiennent la gestion des risques d'inondation des barrages est une question pratique et importante.

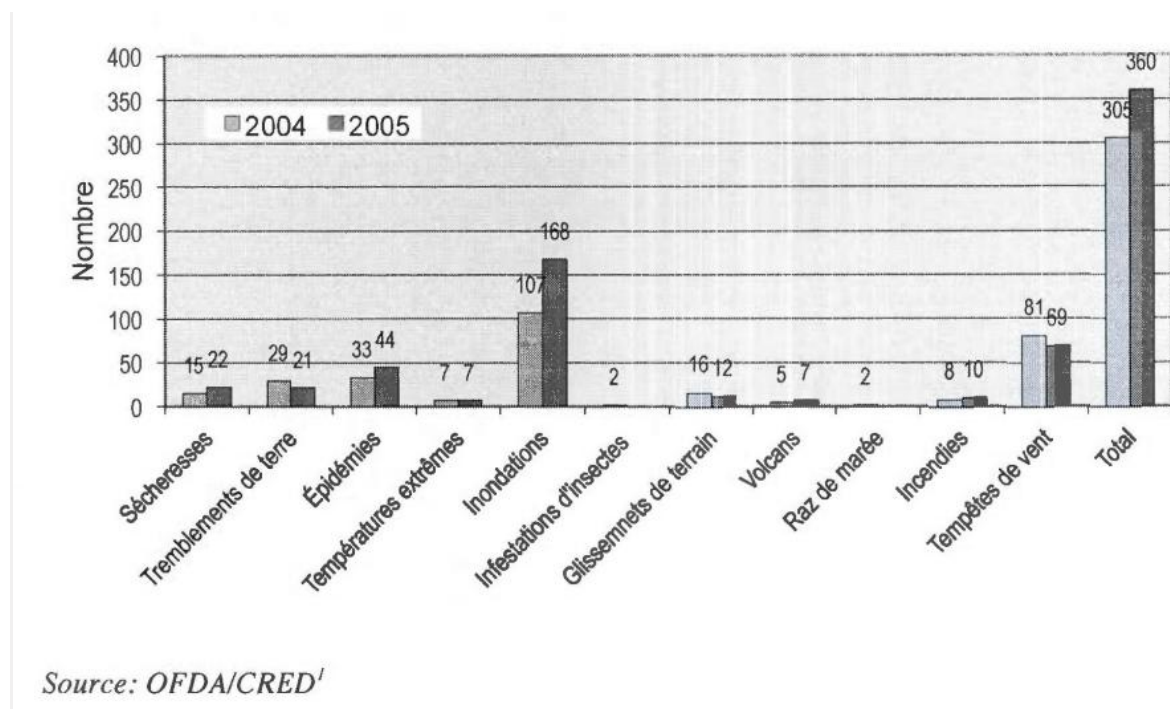
Malgré la sécurité croissante des barrages en raison de l'amélioration des connaissances en ingénierie et de la meilleure qualité de construction, une garantie complète sans risque n'est pas possible et un accident peut se produire, déclenché par des risques naturels, des actions humaines ou simplement parce que le barrage perd de la capacité de résistance en raison de son âge.

Pour atténuer l'application des mesures de contrôle de la sécurité dans le barrage par les barrages-barrages dans le site du barrage, la mise en œuvre des mesures d'urgence et de préparation dans la vallée en aval, le système d'alerte précoce, les mesures de secours et de secours sont essentielles. La planification d'urgence et les systèmes d'alerte efficaces sont maintenant des problèmes obligatoires dans les règlements modernes sur la sécurité des barrages. Cependant, ces mesures doivent être mises en œuvre avec le soutien des autorités locales et une information et une participation publiques adéquates. {5}

1. Introduction

Les catastrophes naturelles ont toujours posé de graves problèmes à travers le monde. Parce qu'elles touchent un grand nombre de personnes, les inondations figurent parmi les catastrophes naturelles ayant chaque année l'impact le plus significatif à l'échelle mondiale.

On a vu par exemple, pour les années 2004 et 2005, une augmentation de l'importance des inondations, ces dernières ayant représenté plus de la moitié des événements catastrophiques dans le monde (Figure 2.1).



OFDA: Office Foreign for Disaster Assistance; **CRED:** Centre for Research on the Epidemiology of Disaster

Figure 2.1 : Répartition des catastrophes naturelles par type

Par ailleurs, dans la gestion du risque d'inondation à cause de rupture de barrage, il est possible de distinguer la prévention, la prévision et la gestion de crise. La prévention, hors contexte de crise, est basée la compréhension des phénomènes physiques. Elle vise à caractériser l'aléa et la vulnérabilité le plus finement possible pour protéger l'existant,

informer les populations et limiter l'implantation des biens et des personnes dans les zones fortement exposées, sans contrainte de temps majeure sur la durée des études mise en œuvre, contrairement à la prévention, la prévision et la gestion de crise correspondent à des actions en état d'urgence. La prévision vise à anticiper la survenue d'une inondation et ses conséquences. La gestion de crise rassemble l'ensemble des moyens mis en œuvre pour protéger, informer, et secourir les populations. Elles nécessitent des outils opérationnels pour des décisions rapides. {1}

2. Les composantes du risque d'inondation

2.1. Définition

Le risque est une mesure de la probabilité et la sévérité d'un effet défavorable pour la santé, pour les biens ou pour l'environnement. la notion du risque d'inondation est une notion complexe faisant intervenir paramètres essentiels :

L'Aléa : défini comme la probabilité d'occurrence d'un phénomène naturel, dans notre cas l'inondation. Il se caractérise par plusieurs paramètres hydrauliques qui expliquent la capacité plus ou moins destructrice de l'inondation.

La vulnérabilité : se définit comme une évaluation de l'occupation humaine et économique d'un site, susceptible d'être affectée par l'aléa.

Pour analyser une situation de risque sur un territoire donne, il faut combiner les deux facteurs précédant que sont l'aléa et La vulnérabilité au droit de chaque parcelle. Il existe des risques positifs ou négatifs. Si l'aléa augmente le risque augmente ; il est dit risque positif. Si la vulnérabilité augmente, le risque augmente ; il est dit risque négatif. {31}

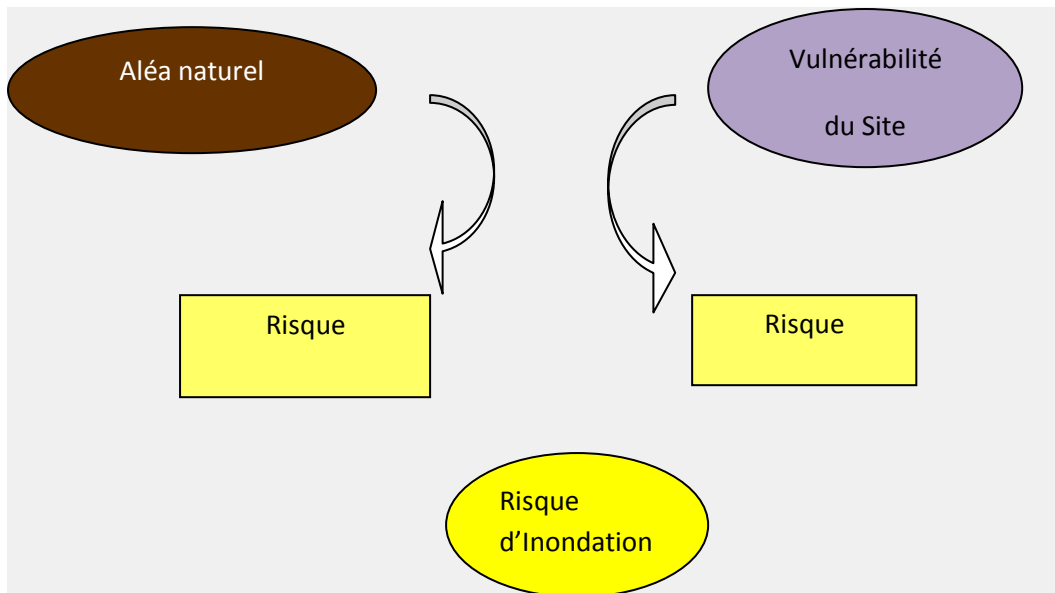


Figure 2.2 : Composante du risque d’inondation (HUET P.et al).

2.2 Croisement aléa et vulnérabilité

L'aléa est un phénomène naturel. Pour le risque de barrage il s'agit des ruptures de la digue. L'aléa est décrit en fréquence pour caractériser sa récurrence : plus l'aléa est récurrent, plus il est fort. En parallèle, on s'intéresse à la vulnérabilité de l'occupation des sols face à l'aléa. La vulnérabilité dépend du type d'aléa considéré. Dans le cas du risque de rupture du barrage, on s'intéresse à la vulnérabilité des biens et des personnes face à l'onde de submersion. Lorsque l'aléa est inacceptable au regard de la vulnérabilité, il y a un risque potentiel : c'est le risque d'inondation (Figure : 3).

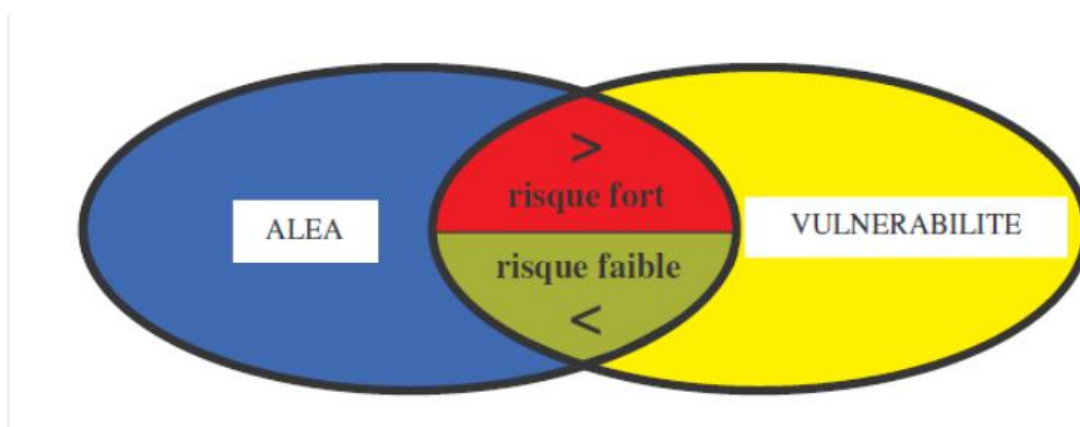


Figure 2.3 : Définition du risque par comparaison de l'aléa et de la vulnérabilité

La comparaison de l'aléa et de la vulnérabilité est subjective, car les deux composantes du risque ne sont pas exprimées dans une même "unité". Ainsi, l'évaluation du risque peut toujours être discutée.

En ce qui concerne l'aléa, nous avons vu plus haut qu'il est en général caractérisé par sa fréquence. Le niveau d'aléa peut également intégrer d'autres caractéristiques de rupture de barrage, comme la hauteur d'eau, la durée l'onde submersion ou la vitesse d'écoulement à l'aval.

Pour définir la vulnérabilité, il faut observer la sensibilité de l'occupation des sols à l'inondation. Les prairies et les forêts alluviales ont une sensibilité faible à la submersion, donc leur vulnérabilité est faible ; par contre, les constructions et les infrastructures de transport sont pour la plupart très sensibles à l'inondation, donc leur vulnérabilité est élevée. {4}

2.3. Evolution du risque d'inondation

Les pertes dues aux inondations augmentent avec les années, malgré les efforts consacrés à réduire le risque. L'accroissement des dommages est expliqué par les observations suivantes :

- ✓ Accroissement de l'activité économique dans les plaines inondable ;
- ✓ Accroissement de la densité de population et de l'utilisation du territoire dans les plaines inondables ;
- ✓ Tendance de la population à surestimer le degré de protection offert par les ouvrages de contrôle des inondations ;
- ✓ Manque de données sur les débits et sur les dommages potentiels ;
- ✓ Variabilité des caractéristiques hydrologiques des crues. {31}

3. La nature du risque et les accidents Possibles

Le danger réside dans la rupture du barrage ou sa submersion, par suite d'une crue importante ou d'un gros éboulement tombant dans la retenue.

Une enquête récente fait état de 164 ruptures sur venues dans le monde dont 42 depuis 1950. Elles se produisent principalement au cours du premier remplissage et par submersion. Parmi ces ruptures, celle du barrage de Malpasset, intervenue le 2 décembre 1959, lors de la première mise en eau, a provoqué la mort de 421 personnes dans la région de Fréjus.

Le risque de rupture est fonction :

- du type de barrage (barrage voûte, barrage poids, barrage en remblai),
- de la période de construction (l'évolution des techniques de construction rend bien évidemment les barrages modernes beaucoup plus sûrs),
- de la phase d'exploitation de l'ouvrage (la phase de remplissage est en effet la plus critique),
- de la surveillance et de l'entretien des ouvrages

La rupture d'un barrage n'est pas en général un phénomène brutal : un barrage en remblai se rompt progressivement par érosion externe ou interne laissant apparaître des fuites qui augmentent progressivement. Un barrage en béton a tendance à se rompre plus rapidement, mais il y a cependant toujours des signes avant-coureurs détectés par les systèmes de surveillance mis en place obligatoirement sur les ouvrages.

Lors d'une rupture, on observe en aval une inondation catastrophique comparable à un raz-de-marée, précédée par le déferlement d'une onde de submersion. {20}

4. Définition du risque particulier

Un risque est dit particulier lorsqu'il est susceptible de provoquer un accident grave, majeur ou catastrophique. {41}

Le risque particulier à une inondation est donc évalué par une formule simple du type :

$$R_i = p_i D_i ;$$

P_i étant la probabilité d'occurrence d'une crue d'amplitude i et D_i étant le montant des dommages matériels imputable à la crue d'amplitude i .

Le risque global d'inondation est calculé à partir des risques particuliers de différentes inondations. La formule suivante permet d'obtenir ce risque $R = \sum_i R_i$

La probabilité d'occurrence d'une crue d'amplitude donnée (de débit local donné) est habituellement définie par les études hydrologiques. Elle est égale à l'inverse de la période de récurrence ou de retour de la crue. {26}

5. Analyse des risques

Au-delà de l'intérêt général d'une meilleure appréciation des risques, les méthodes d'analyse en cours de développement représentent des enjeux forts pour les maîtres d'ouvrages :

- répondre aux exigences de transparence et d'information de la société qui attend des ingénieurs, des techniciens plus que l'assurance péremptoire de l'absence totale de risque ;
- donner des outils de gestion du patrimoine en mettant en exergue les opérations les plus rentables pour réduire les risques, notamment pour gérer un parc d'ouvrages ;
- apprécier l'augmentation du risque en fonction du vieillissement des ouvrages et bâtir des politiques de maintenance préventive.

Les approches traditionnelles du risque, telles qu'elles sont encore largement pratiquées et notamment en France pour la gestion des grands barrages, sont essentiellement déterministes. Elles ne permettent pas d'appréhender la sécurité d'ensemble des structures et ne fournissent pas d'indication directe pour l'élaboration de politique de maintenance et d'entretien d'un parc de barrages.

Les méthodes globales d'analyse probabiliste des risques sont, fondamentalement, assez proches des études de fiabilité en vogue dans l'industrie.

5.1. Définition

Proposer une définition objective de la notion de risque au-delà de sa signification dans le langage courant n'est pas simple. Le sens habituel est largement perturbé et dépendant de la perception du risque qu'ont les individus. Le concept de risque est, à peu près, stabilisé au niveau international dès lors qu'on aborde les méthodes et techniques dites d'analyse des risques qui seront évoquées au paragraphe suivant. Le risque est lié à l'occurrence d'un événement indésirable : pour un barrage, il s'agira de la rupture totale ou partielle du barrage avec une quantité significative d'eau relâchée à l'aval. Ce peut être également une non-maîtrise des débits à l'aval.

Le risque est aussi lié aux conséquences de l'événement. Celles-ci sont évidemment multiples. Elles se décrivent d'abord en termes de vies humaines dans la zone submergée après la rupture du barrage ou de l'accident. On peut naturellement citer bien d'autres composantes de la notion de conséquences : économie, environnement... En particulier le risque économique est important pour les maîtres d'ouvrage, par exemple en termes d'assurance.

Le risque global apparaît ainsi comme un ensemble de triplets comportant un scénario conduisant à un événement indésirable, la probabilité associée à ce scénario, ses conséquences.

On adopte généralement une présentation simplifiée où le risque associé à un scénario est égal à la probabilité d'un événement multipliée par les conséquences de cet événement en se limitant, la plupart du temps, aux conséquences en termes de vies humaines. La combinatoire sur l'ensemble des scénarios définit le risque global associé à un ouvrage.

Peu de personnes se lancent dans une approche macro-économique globale socialement difficilement acceptable passant par une valorisation monétaire de la vie humaine.

5.2. Analyse des risques

Les méthodes et outils en cours de développement et/ou qui connaissent un début d'utilisation au niveau mondial relèvent, peu ou prou, de la démarche suivante, même s'il existe bien d'autres approches possibles :

a) Identification des aléas. Il peut s'agir d'aléas externes tels que les crues, les séismes ou d'aléas internes tels que le vieillissement des matériaux ou des organes électromécaniques.

b) Construction des scénarios de rupture.

c) Probabilisation des différents scénarios aboutissant à une rupture.

d) Détermination des conséquences associées à chaque mode de rupture. L'analyse détaillée prend en compte la vitesse de dégradation et la possibilité de déclencher une alerte préalable.

e) Calcul du risque global.

L'analyse des risques présente, malgré des difficultés pratiques, des intérêts évidents pour :

- mettre en évidence les scénarios de rupture les plus probables (qui ne sont pas toujours associés aux évènements extérieurs, notamment les crues, les plus rares) ;

- identifier les points faibles d'un barrage pour mieux cibler un renforcement, une auscultation ;

-établir des priorités d'action pour un parc de barrages relevant du même maître d'ouvrage.

5.3. Niveau acceptable de risque

La suite de la démarche théorique consiste à comparer le risque à un niveau de risque jugé acceptable.

Le choix d'un niveau de risque humain supportable relève clairement du monde politique et non d'une décision de l'ingénieur.

Il n'existe pas, à l'heure actuelle, de consensus international pour définir le niveau de risque qu'on peut accepter. Plusieurs critères ont été proposés par divers pays. Ils intègrent, la

plupart du temps, un critère de risque individuel (la probabilité, pour un individu dans la zone de submersion, de périr suite à un accident lié au barrage) et un risque dit sociétal qui se présente souvent sous la forme d'une courbe reliant le risque (produit de la probabilité par les conséquences) au nombre de victimes.

On note en particulier, lorsque les conséquences potentielles sont importantes (plusieurs centaines, voire plusieurs milliers de morts), que les probabilités d'accidents doivent être extraordinairement petites, ce qui renforce d'autant la difficulté de chiffrer, avec une "précision" suffisante, la probabilité correspondante.

Le risque économique acceptable est clairement lié aux capacités financières du maître d'ouvrage et/ou de son système d'assurance.

5.4. Analyse relative des risques

L'approche globale esquissée ci-dessus, bien que très satisfaisante en théorie, se heurte à des difficultés importantes d'application pratique. L'analyse préalable du système, son découpage en sous-système, en fonction, l'identification des aléas et des modes de défaillance sont des étapes loin d'être triviales. Mais la principale difficulté, parfois rédhibitoire réside dans la détermination, ne serait-ce qu'à dire d'expert, des probabilités (aussi bien sur les probabilités d'accident que sur les conséquences).

Une approche relative, comparative permet de mettre en facteur commun et donc d'éliminer un certain nombre de difficultés. L'analyse peut alors permettre de choisir entre plusieurs stratégies de maintenance pour un barrage, ou de classer les ouvrages faisant partie d'un parc donné pour déterminer un ordre d'intervention. Il peut encore s'agir de limiter l'analyse à un sous-système ; c'est par exemple le cas pour les évacuateurs de crues dont la partie mécanique peut bénéficier d'une approche de type industrielle du risque.

On peut également noter que les méthodes de cotation par index obtenu après une analyse multicritères permettant de classer des barrages, ou des sections d'aménagement relèvent de la même philosophie.

5.5. Gestion globale des risques

L'analyse des risques est un des outils de management du risque global dont les leviers restent :

- la conception des ouvrages, qu'il s'agisse de la conception initiale ou de celle qui sera obtenue après renforcement et habilitation. Le mode d'opération et d'exploitation du barrage et de la retenue font, à ce stade, intégralement partie de la conception ;

-la surveillance qui est un moyen extrêmement puissant de détecter avec un recul suffisant des évolutions, des dérives qui, si aucune mesure corrective ou conservatoire n'est entreprise, pourraient s'avérer dangereuses en terme de risque. Dans l'organisation française, la surveillance de l'ouvrage au sens large (inspections visuelles, auscultation, maintenance) est de la responsabilité du maître de l'ouvrage, sous le contrôle de l'administration de tutelle.

-la préparation aux événements extrêmes par l'intermédiaire des plans de secours et notamment pour les très grands barrages, c'est-à-dire ceux dont la hauteur est supérieure à 20 m et dont le volume de retenue dépasse 15 hm³ d'eau, par les plans particuliers d'intervention. Ces plans, établis à partir des cartes d'inondation représentant la zone qui serait submergée par la rupture d'un barrage ainsi que les temps d'arrivée de l'onde, définissent les rôles et responsabilités de chacun des acteurs (exploitant, préfecture, mairie, protection civile...) en matière d'alerte, d'évacuation des populations, d'organisation des secours. L'exemple de la rupture du barrage de Teton aux Etats Unis démontre l'intérêt d'une alerte préventive suffisante. Une information efficace et à jour de la population est également considérée comme essentielle. {33}

6. Le risque de rupture d'ouvrage

Pour garantir un haut niveau de sécurité, il faut tout d'abord que l'ouvrage de retenue ait les dimensions lui permettant de faire face à tous les cas imaginables de charges et d'exploitation. On entend par "charges", les sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage de retenue et par "exploitation", les opérations effectuées en relation avec le mode de fonctionnement de l'ouvrage d'accumulation.

La sécurité des ouvrages d'accumulation s'appuie sur trois éléments (Figure 4).

- (1) Sécurité structurale ;
- (2) Surveillance et entretien ;
- (3) Plan en cas d'urgence.

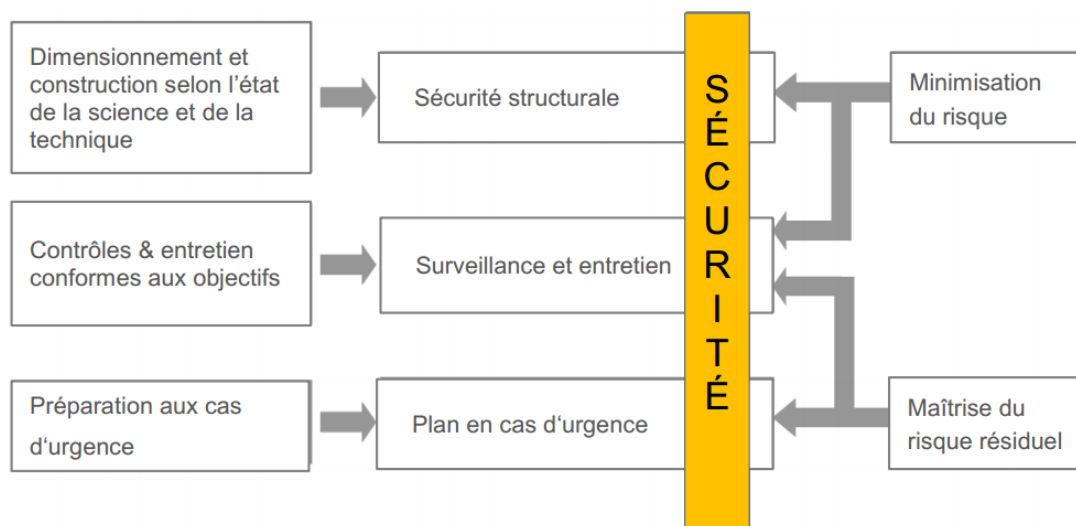


Figure 2.4 : Éléments du concept de sécurité pour les ouvrages d'accumulation

La sécurité structurale a pour objet de s'assurer qu'un ouvrage d'accumulation résiste à tous les cas de charge et d'exploitation prévisibles. Elle comprend les études et la construction d'ouvrages d'accumulation ainsi que de parties d'ouvrages. En font partie l'identification des possibles sollicitations, les vérifications de sécurité correspondantes et les exigences constructives.

Le but de la surveillance est de détecter à temps l'évolution des paramètres d'état ou de comportement qui peuvent affecter négativement la sécurité d'un ouvrage d'accumulation.

L'entretien doit contribuer à prévenir ces phénomènes et à assurer le bon fonctionnement du dispositif d'auscultation.

Le plan en cas d'urgence sert dans le cas où l'exploitation sûre de l'ouvrage d'accumulation ne peut être garantie. Il comprend les préparations à la mise en place rapide des mesures nécessaires, tels que la procédure de notification aux autorités ainsi que l'avertissement et l'évacuation de la population en danger. {8}

6.1 Notion de danger particulier

Un danger particulier existe si, en cas de rupture soudaine d'un ouvrage de retenue, 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. Ces critères se basent 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 décrits plus haut est concerné (habitation, lieu de travail, bâtiment public, une place de camping publique, une voie de communication très fréquentée).{3}

L'intensité du danger particulier caractérisée par la hauteur, ainsi que le produit de la hauteur par la vitesse de l'onde de submersion. Des valeurs-seuil limitent les plages de quatre classes selon que le danger particulier est considéré comme faible, modéré, moyen et élevé.(Tab :2.1 et Fig :2.5).

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 proximité. Les laves torrentielles par l'effet de pression peuvent aussi conduire à la destruction de bâtiments.	L'ouvrage d'accumulation est soumis si au moins une habitation, un lieu de travail, un bâtiment public, une place de camping publique, une route très fréquentée ou une ligne de chemin de fer est touchée
Danger moyen $2 \text{ m} \geq h > 1 \text{ m}$ ou $2 \text{ m}^2/\text{s} \geq v \cdot h > 1 \text{ m}^2/\text{s}$	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. Des bâtiments, selon leur mode de construction, peuvent subir des dégâts.	L'ouvrage d'accumulation est soumis si une habitation (de construction légère), un lieu de travail (construction légère), une place de camping publique ou si une route très fréquentée est touchée.
Danger modéré $1 \text{ m} \geq h > 0.5 \text{ m}$ ou $1 \text{ m}^2/\text{s} \geq v \cdot h > 0.5 \text{ m}^2/\text{s}$	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 $h \leq 0,5 \text{ m}$ ou $v \cdot h \leq 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$	Les personnes ne sont pratiquement pas menacées tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des bâtiments	L'ouvrage d'accumulation n'est pas assujetti.

Tableau 2.1: 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 [m²/s]

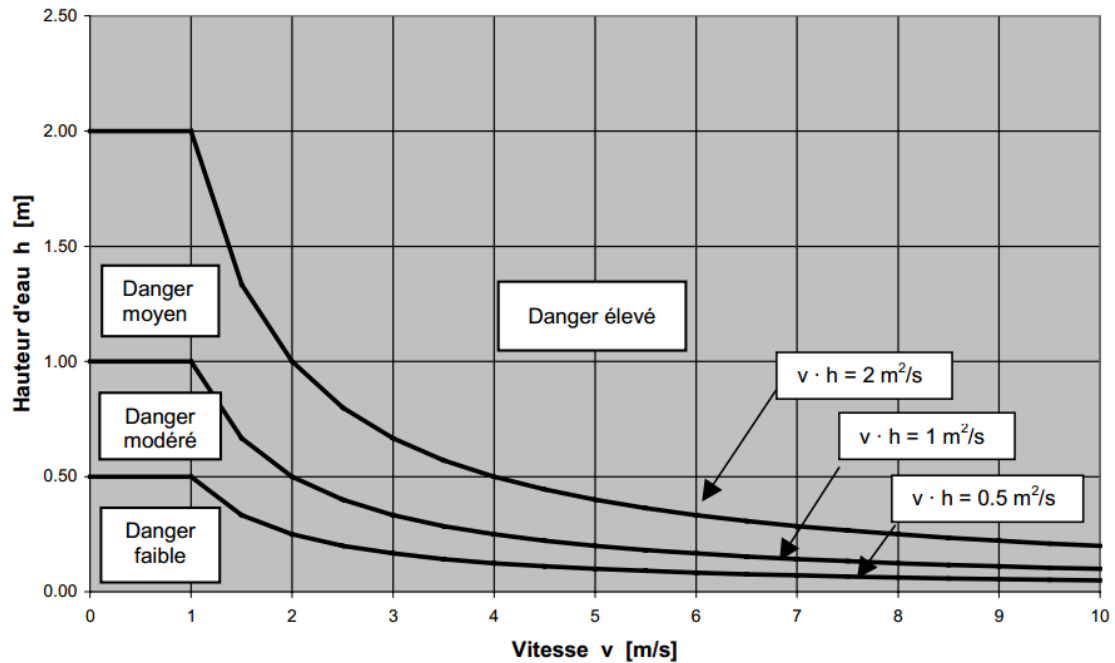


Figure 2.5 : Répartition des plages de dangers selon l'intensité de submersion

6.2. Diagnostic et l'analyse de risques des barrages

Un aspect particulier concerne les barrages qui ont à la fois une hauteur de plus de 20 m au-dessus du terrain naturel et une capacité de plus de 15 hm³. Ces barrages doivent être dotés d'un plan particulier d'intervention (PPI), qui prévoit les consignes en cas d'anomalie grave pouvant conduire à la rupture du barrage. Différentes analyses de risque doivent être conduites sur ces ouvrages : risque sismique, effondrement de versant dans la retenue, risque de crue.

Une cartographie des zones submergées en cas de rupture du barrage doit être établie et des sirènes doivent être installées dans la zone qui serait submergée en moins d'un quart d'heure après la rupture. Le diagnostic de tous les ouvrages, particulièrement importants tels que les barrages, doit être établi périodiquement. À cet effet, plusieurs approches sont utilisées :

- L'approche par expertise est utilisée prioritairement dans le cadre du diagnostic rapide, sur des ouvrages où l'on dispose de peu d'informations et lors d'études préliminaires de sécurité. Elle intervient également en synthèse et validation d'analyses approfondies.

- Pour des études précises, la modélisation physique permet l'analyse de la stabilité d'un ouvrage et de son comportement.

- L'approche statistique est réservée au traitement des données d'auscultation, qui est le seul domaine des barrages où les informations disponibles sont abondantes.

- Enfin, l'approche par modélisation fonctionnelle a été mise en œuvre récemment sur quelques études de sûreté de fonctionnement de grands ouvrages. Il s'agit d'une approche systémique, qui permet de déterminer les risques les plus importants et de hiérarchiser les actions de maintenance sur un ouvrage ou au sein d'un parc. Toutefois, elle relève encore du domaine de la recherche et de développement. La figure (2.6) synthétise les différentes approches du diagnostic et de l'analyse de risques pratiquées dans le domaine des barrages.

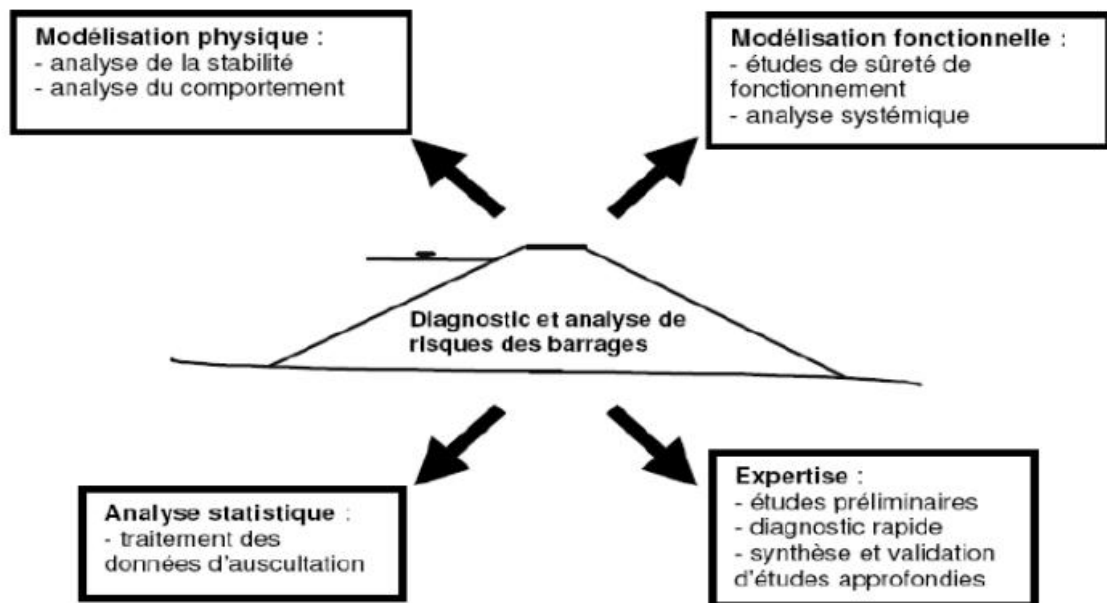


Figure 2.6 : Les approches du diagnostic et de l'analyse de risques dans le domaine des barrages (Leyras L, 2002)

L'application de l'analyse de risque aux barrages est plus courante depuis les années 1980 et de nombreuses publications provenant le dynamisme de ce segment des recherches. L'Amérique du Nord (CEA, 2000), l'Europe de Nord (L.P.GRAHAM, 1995) et l'Australie (ANCOLS,1998) tentent d'introduire l'approche risque dans leurs activités de sécurité ou de gestion de tout en évoluant rapidement sur plusieurs des aspects discutables de l'approche.

La première étape de la démarche consiste à recenser les aléas que l'ouvrage subit, puis de retenir ceux qui sont susceptibles de devenir des causes possibles de rupture. Parmi les techniques quantitatives les plus expérimentées en sécurité des barrages, on reconnaît

- L'analyse des modes de défaillance et de la criticité, une technique inductive de recherche de défaillances potentielles d'un ouvrage qui requiert l'analyse fonctionnelle du système, a recherché des modes des défaillances, de leurs causes, de leurs conséquences puis l'évaluation de la possibilité et de la gravité de chacune.

- La méthode des arbres d'événement, qui permet de propager dans le système barrage tous les effets possibles des événements reconnus déclencheurs (une crue par exemple) jusqu'à la rupture. On dit aussi méthode des Arabes de conséquences.

- Méthode des arbres de causes ou de défaillance, procédant à l'inverse de la méthode des arbres d'événements en partant de la rupture et en tentant de remonter progressivement jusqu'aux causes possibles par tous les chemins possibles.

La deuxième étape consiste à estimer les conséquences de chaque rupture. La profondeur de l'analyse visée définit le degré de détail de l'analyse des incidences, mais la tendance actuelle en sécurité des barrages favorise un rejet de l'agrégation économique globale des effets en vue d'une approche simpliste de type coûts /bénéfices.

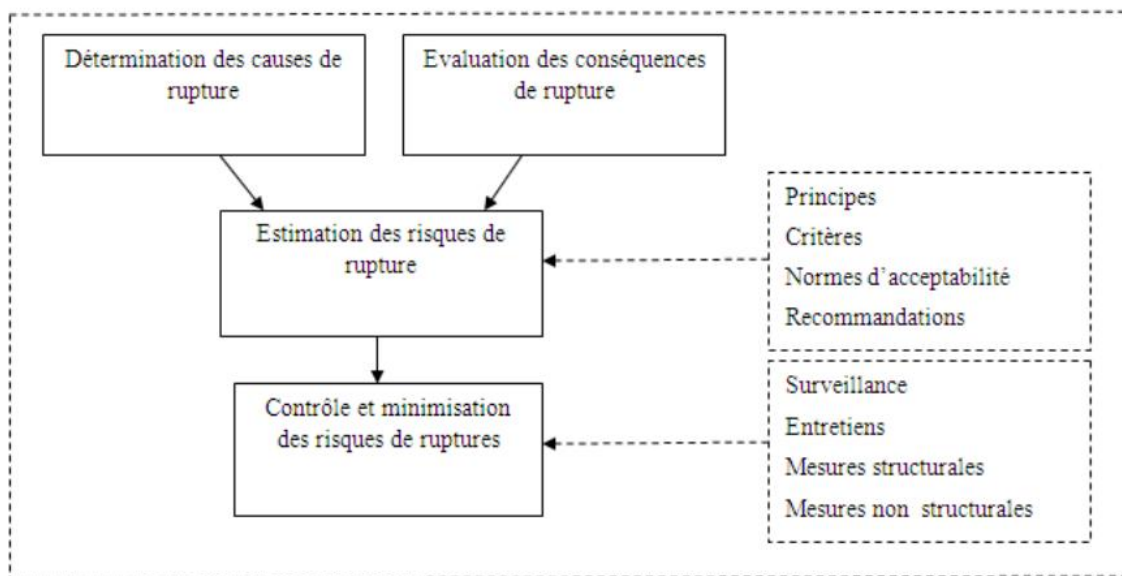


Figure 2.7 : La gestion du risque de rupture des barrages

La troisième étape demande de regrouper, selon la définition adoptée, les aléas et les enjeux de chaque scénario afin de constituer les composantes du risque de rupture de barrage. L'image du danger global de rupture provient d'un regroupement des estimateurs par scénario dans toutes les dimensions retenues pour le risque : pour la vie, économique,

environnemental, etc. Elle permet de savoir quelles situations ou quels éléments contribuent le plus à chaque risque de rupture et de définir les situations à risques.

C'est à la quatrième étape de l'appréciation du risque que les facteurs psychologiques et sociétaux jouent un rôle majeur. En effet, si plusieurs spécialistes admettent maintenant l'existence du risque de rupture, tous ne s'entendent pas sur l'acceptabilité de ce risque et sur les critères le définissant.

Enfin la cinquième vise le contrôle de risque de rupture et de la gestion efficace de la sécurité des barrages. Elle consiste à tirer de l'appréciation de risque et les conclusions. {23}

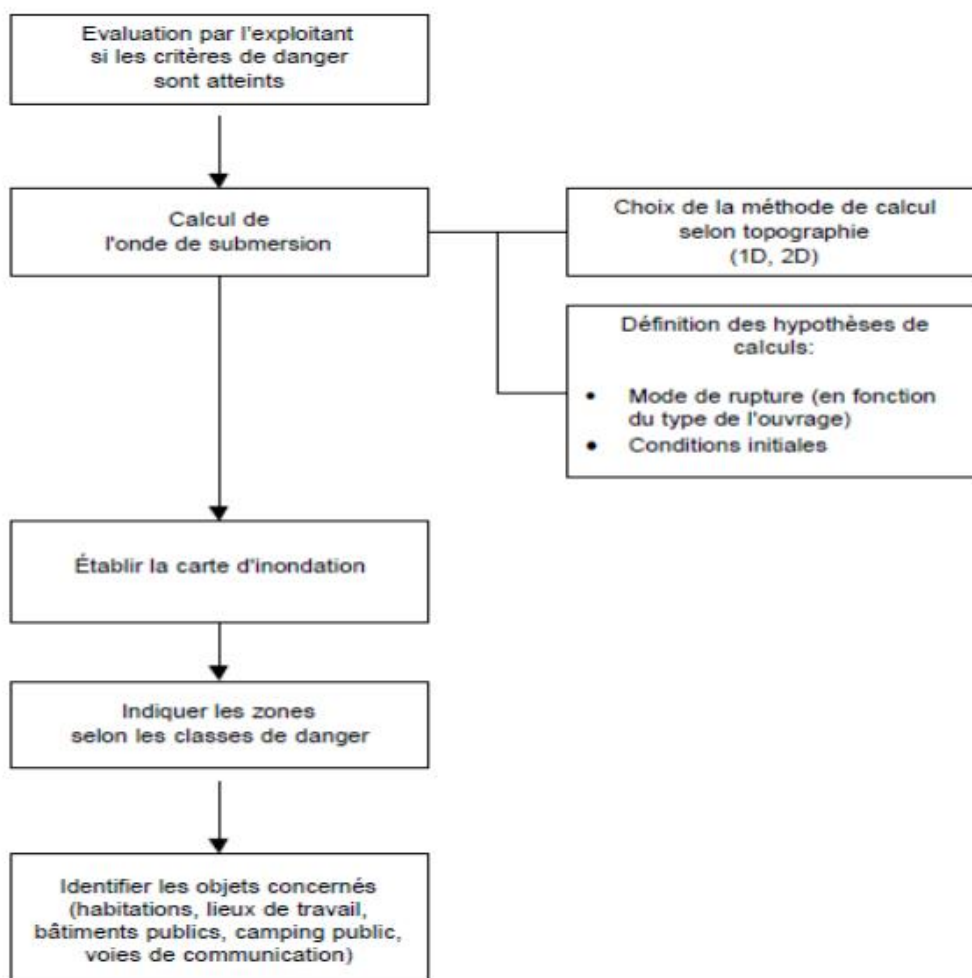


Figure 2.8: Schéma de la démarche de l'évaluation des critères de danger particulier

7. Maitrise du risque

7.1 Mieux connaitre ce risque

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 l'aval de l'ouvrage : hauteur et vitesse de l'eau, délai de passage de l'onde, etc. Cette carte permet aussi de définir la zone ou les autorités locales déclencheraient un dispositif face à la crise.

7.2 La surveillance du barrage

L'ensemble des actions ayant pour but de connaître, et si possible de prévenir, tout fait susceptible de nuire à la sécurité du barrage ou à son bon état de fonctionnement. la surveillance repose sur l'inspection visuelle régulière, sur la vérification périodique du fonctionnement des organes et sur l'auscultation. Toutes les observations sont consignées dans le registre du barrage. {36}

La surveillance du barrage à garantir, sur le long terme, d'une part la sûreté des ouvrages, et d'autre part la maîtrise des coûts par une maintenance qui peut être programmée et optimisée. L'aspect sécurité prime avant toute autre considération, mais il est évident que plus tôt une anomalie est détectée, moindres en sont les conséquences en termes de travaux ou de coût d'exploitation, la surveillance inclut trois composantes complémentaires :

a) Inspection visuelle

- Visites systématiques et formalisées (périodicité hebdomadaire à mensuelle selon les cas).

- Inspection visuelle si possible en crue et systématiquement post-crue

- Visites techniques : examen visuel approfondi du barrage et de ses abords, une fois par an avec un ingénieur spécialiste.

b) Auscultation

L'auscultation des barrages regroupe tous les dispositifs permettant de mesurer des grandeurs physiques susceptibles d'évoluer dans la vie du barrage, de façon à mettre en

évidence son comportement et les phénomènes évolutifs significatifs de son vieillissement. Ainsi on mesure des déplacements, des déformations, des contraintes, des pressions, des débits... etc.

c) Essais périodiques

Ils concernent les vannes et clapets, les capteurs et leurs liaisons avec les postes de commande, les moyens d'alimentation en énergie. La périodicité des essais doit être précisément définie ainsi que leurs conditions de réalisation. La sécurité en aval du barrage doit être prise en compte lorsque les essais conduisent à relâcher des volumes d'eau significatifs. On vérifie également le fonctionnement en mode dégradé.

7.3 Maitriser l'urbanisation

Face au risque de rupture de barrage, la seule mesure d'urbanisme applicable pourrait être l'interdiction de construire dans les zones potentiellement menacées par l'onde de submersion. Mais ces zones couvrent de si grandes surfaces qu'une telle mesure serait disproportionnée par rapport à la probabilité d'un accident.

7.4 L'organisation des secours

La zone située en aval d'un barrage est découpée en :

- Zone de proximité immédiate, définie comme étant la zone dans laquelle les temps d'arrivée du flot en cas de rupture du barrage sont incompatibles avec les délais de diffusion de l'alerte auprès des populations par les pouvoirs publics.

- Zone d'inondation spécifique, situé à l'aval de la précédente et s'arrêtant en un point où l'élévation du niveau des eaux est de l'ordre de celui des plus fortes crues connues.

Dans la zone de proximité immédiate, l'alerte est donnée par l'exploitant à l'aide de moyens (appels téléphoniques en masse, par exemple) définis dans le Plan Particulier d'Intervention établi par la préfecture.

Pour la zone d'inondation spécifique, l'alerte est donnée :

- par l'ensemble des moyens disponibles pour diffuser les messages d'alerte et,
- par les équipements publics d'alerte (réseau national d'alerte) pour diffuser le signal national d'alerte.

7.5 Sécurité des populations

Etant donné, l'importance des pertes en vies humaines et matérielles qui résultent d'une rupture d'un barrage, la mise sur pied d'un plan d'évacuation de la zone inondée est nécessaire afin de diminuer les conséquences d'un tel accident. Ce plan d'évacuation consiste en : La détermination des caractéristiques physiques de la région située en aval du barrage du point de vue topographique, géologique et utilisation du territoire. Etablissement d'un modèle physique ou mathématique de rupture conduisant à la préparation de carte de submersion. La superposition de cartes montrant d'une part les limites de la submersion et d'autre part la répartition de la population permet de situer très clairement les zones critiques dans les régions fortement habitées.

7.6 Information et plan d'alerte

Le premier remplissage de la retenue est un point délicat dans la vie d'un barrage. Il est donc important avant d'en arriver à cette étape de tenir compte des réunions d'information avec les responsables de la sécurité dans la région. Un local de surveillance doit être établi au meilleur endroit possible quelles que soient les circonstances. Quant à l'organisation de l'évacuation, elle doit comprendre les moyens de transport et de communications (routes, chemins de fer, téléphone, radio...etc.) {4}

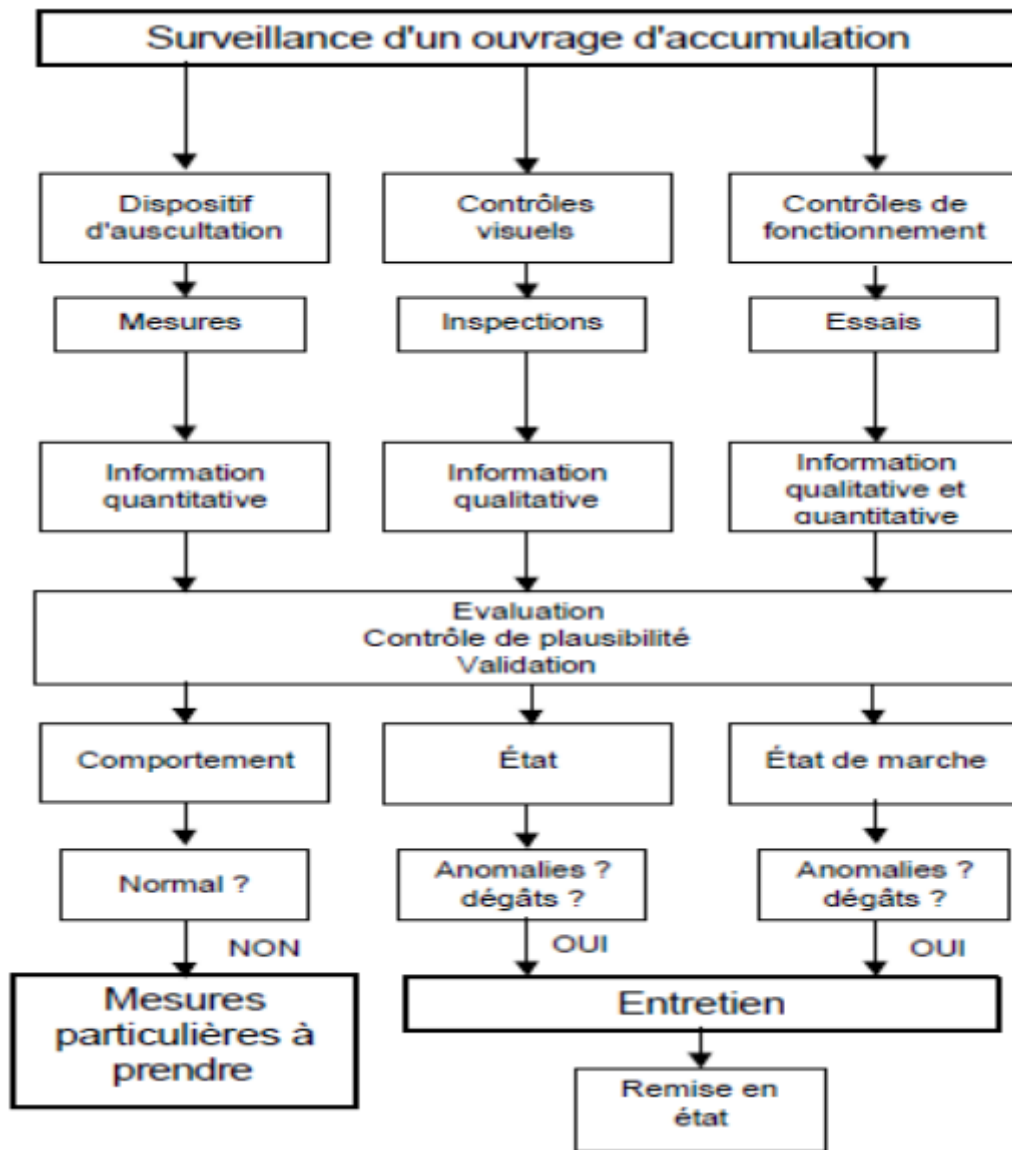


Figure 2.9 : Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien

7.7 Le Plan Particulier d'Intervention

Chaque barrage de plus de 20 m de hauteur et de capacité supérieure à 15 hm³ fait l'objet d'un plan particulier d'intervention (PPI) qui s'appuie sur les dispositions générales du plan ORSEC départemental et précise notamment les mesures spécifiques relatives :

- ✓ à l'information et à la protection prévue au profit de la population et, le cas échéant, les schémas d'évacuation éventuelle et les lieux d'hébergement
- ✓ à la diffusion immédiate de l'alerte aux autorités par l'exploitant et, en cas de danger immédiat, aux populations voisines

Ce plan s'appuie sur la carte du risque et sur des dispositifs techniques de surveillance et d'alerte. Après avis du Comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques sur les documents techniques préparatoires à l'établissement du PPI, celui-ci est arrêté par le préfet et préparé par les services de l'État chargés de la protection civile. Certains dispositifs techniques, en particulier au niveau du barrage, restent à la charge du gestionnaire de l'ouvrage.

Ce plan identifie trois zones en aval d'un barrage suivant l'intensité de l'aléa. La zone de proximité immédiate peut être submergée dans un délai ne permettant qu'une alerte directe des populations par l'exploitant ; la population doit l'évacuer dès l'alerte donnée. Dans la zone d'inondation spécifique, la submersion est plus importante que celle de la plus grande crue connue. Dans la troisième zone (zone d'inondation), la submersion est généralement moins importante.

Ce sont les dispositions prises pour la surveillance permanente du barrage qui indiquent une évolution anormale de la situation pour l'ouvrage.

8 Conclusion

Un certain nombre de concepts et notions fondamentales du risque a été présenté. Des définitions de l'aléa, de la vulnérabilité et du risque sont proposées par les administrations, les organisations internationales et les scientifiques. La gestion du risque s'organise également de façon cyclique, autour de trois temps principaux : avant, pendant et après.

La rupture du barrage dont l'origine peut être, technique, humaine, ou bien naturelle. Un barrage affecté par plusieurs états critiques qui peuvent être, la stabilité (renversement, glissement, résistance, déformation), la durabilité (l'érosion interne), ou la fonction (la submersion)... etc.

L'analyse du risque permet, avant tout, d'identifier les causes et les conséquences potentielles d'événements indésirables et met en lumière les barrières de sécurité existantes ou pouvant être envisagées au regard du risque.

L'évaluation des risques permettra aussi, d'estimer la probabilité et la conséquence des événements. Bien entendu, cette évaluation est suivie d'un traitement de ce risque afin de sélectionner et mettre en œuvre des mesures visant à modifier le risque et décider de son acceptabilité.

La surveillance des barrages est une activité essentielle qui doit être prise en compte dès la conception du projet et qui fait ensuite l'objet d'une rigueur exemplaire. Cette surveillance fait partie de l'exploitation quotidienne des installations, et repose en conséquence sur des acteurs proches du terrain pour les inspections visuelles et la collecte des mesures. Dans tous les cas, et quelle que soit la méthode adoptée, les personnels concernés profitent de l'analyse de risque inclus dans l'évaluation de sécurité pour mieux connaître le comportement des ouvrages, sentir leur évolution et mieux déceler leurs points faibles.

1. Introduction :

Lorsqu'un barrage se rompt, l'eau du réservoir s'écoule librement et une onde de crue se propage dans la vallée en aval. Souvent, une grande partie de la réserve se perd. On observe généralement des débits beaucoup plus importants que ceux des crues naturelles et une zone inondée plus étendue. La montée des eaux survient plus brutalement et il est plus difficile de s'en protéger. La violence des écoulements s'accompagne de fortes érosions, de modifications majeures à la vallée et de destructions de ses infrastructures. {40}

Dans certains cas, la rivière peut changer son lit et des modifications d'envergure peuvent affecter de façon permanente le paysage.

La présence d'un barrage dans une vallée peut lui accorder une meilleure résistance aux crues naturelles, mais elle engendre une possibilité de crue de rupture qu'il faut réussir à définir dans le cadre de mesures de sécurité et de protection des populations.

Le but des études de rupture de barrage est de donner aux personnes et aux organismes responsables de cette sécurité une description aussi fiable que possible de ce qui pourrait se produire sur le territoire si une rupture survenait. Les calculs que comportent ces études ont principalement pour but de déterminer l'étendue de la zone géographique potentiellement à risque, afin de pouvoir évaluer les conséquences sur les populations, les biens, les infrastructures ainsi que les installations industrielles et commerciales, et de permettre la préparation de mesures d'alerte et d'urgence adaptées et efficaces.

Le calcul des écoulements de la crue engendrée par la rupture d'un ouvrage de retenue constitue une phase très technique de la démarche. Il s'appuie sur ensemble de connaissances avancées en hydrodynamique. Hormis les phases de validation des outils employés, où l'on utilise des cas d'écoulements documentés à des fins de comparaison et d'amélioration des outils eux-mêmes, Le calcul des écoulements de rupture d'un barrage est hypothétique et relatif à une certaine façon d'imaginer Les évènements, leur déclenchement, leur déroulement et les mesures de réaction qu'ils entraîneraient. Il ne peut donner de résultats valides que s'il s'appuie sur une véritable

expérience du comportement naturel du bassin versant et sur une bonne appréciation de la gestion hydrique qui permet de l'exploiter.

Déférentes situation de rupture pouvant s'appliquer à un ouvrage, leur évaluation nécessite souvent plusieurs ensembles de calcul. Dans chaque cas, il est important de préciser le contexte s'y rattachant. Puis, en tenant compte de ce contexte, on procédera pour chaque cas à l'évaluation du développement de la crue à l'ouvrage, on en étudiera les conséquences pour la vallée réceptrice, ses affluents, ses autres retenue, son estuaire, de même que pour le réservoir situé en amont.

Ce chapitre aborde directement toutes les étapes de calcul nécessaires à l'étude de rupture de barrage

2. Scénario de rupture :

L'étude de rupture d'un barrage a pour but de déterminer l'impact d'un tel accident sur les infrastructures situées en aval de l'ouvrage. Elle s'agit d'une des principaux volets de l'étude de sécurité d'un barrage. {15}

Les études de rupture de barrages sont portées sur des situations hypothétiques. Leur probabilité de réalisation est extrêmement faible, de plus chacune de ces situations s'appuie sur un contexte et de multiples conditions très précises. {24}, {3}

Le choix des scénarios de rupture est toujours difficile à définir. Un barrage est souvent inséré dans un système complexe où il peut être soumis à plusieurs risques qui peuvent causer sa rupture, ces risques peuvent être d'ordre naturel par exemple les crues, le tremblement de terre, la poussée de la vase, le vieillissement et la dégradation des structures en béton, ou bien des risques liés aux erreurs humaines dans la conception, la gestion ou dans l'entretien de l'ouvrage. L'analyse de ces risques doit permettre d'identifier les scénarios susceptibles d'être, directement ou par effet domino, à l'origine la rupture de l'ouvrage. {24}, {32}

Un facteur s'avère déterminant dans le choix des scénarios de rupture ; les apports hydrologiques au site. En effet, l'état initial du bassin et des cours d'eau, l'état de mobilisation des exploitants et l'état de préparation à l'urgence des populations ne

sont pas les mêmes lors d'une belle journée ensoleillée et après plusieurs jours de pluies diluviennes. {24}

Un seul scénario suffit généralement pour donner un portrait assez précis du développement de la situation associé à rupture en apports hydrologiques normaux. Il permet de comparer cette situation aux ruptures éventuelles attribuables au premier remplissage d'une nouvelle retenue, à un séisme ou à un acte de malveillance sur un ouvrage plus ancien. {24}

Deux concepts sont à définir avant d'aborder les ruptures en période de crues, souvent liée à un manque de capacité effective au site : la crue de première rupture et les conséquences différentielles.

La crue de première rupture d'un aménagement est une crue dont l'hydrogramme des apports introduits au réservoir et laminés par celui-ci conduit à l'atteinte de la première condition de rupture sur l'un des ouvrages de l'aménagement. {24}

On nomme conséquences différentielles de rupture l'augmentation des conséquences engendrées par la rupture par rapport aux conséquences qu'aurait eues la même crue dans la vallée s'il n'y avait pas de barrage. {24}

Les scénarios de rupture en période de crue sont déterminés après une analyse hydrologique préalable portée sur le bassin versant alimentant la retenue, cette analyse permet de déterminer les hydrogrammes des crues de faibles périodes de retour. Le laminage de ces crues selon le plan de gestion de l'ouvrage permet d'établir la crue de première rupture, appelée aussi la crue de sécurité de l'aménagement.

Le premier scénario de rupture hydrologique à considérer est celui d'une crue supérieure de quelques mètres cubes par seconde à la crue de première rupture, et ce, pour deux raisons.

D'abord, c'est cette crue qui causera les plus forts dommages différentiels en aval ; en outre, dans un calcul de risque conventionnel, elle aura la probabilité qui contribuera le plus au risque total de rupture. On étudie ensuite les écoulements de la crue naturelle combinée à la rupture le long de la vallée jusqu'en un point où les apports seront redevenus sans conséquence. {24}

2.1. Méthodes de calcul en conditions normales :

La connaissance de toutes les caractéristiques de conception d'un ouvrage et la définition de la cause et du mécanisme générateur de la rupture restent insuffisants pour prédire de manière sûre l'endroit, la forme, le rythme de développement de la brèche de rupture ainsi que le débit passant par la brèche à chaque instant. L'hydrogramme résultant d'une crue de rupture ne peut être tracé par le fait que nos connaissances actuelles sur les phénomènes sismiques et de crues génératrices, leurs multiples formes de développement, de même que les incertitudes concernant les matériaux de construction (résistance, uniformité, mise en place, dégradations locales) sont très insuffisants.

Par définition les brèches de rupture sont spécifiques à chaque type d'ouvrage et aux conditions hydrologiques de l'événement.

- Les ouvrages en terre et enrochement permettront le développement en 30 minutes, par déversement, d'une brèche trapézoïdale dont la largeur au fond sera égale à quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage. Les parois latérales de cette brèche seront inclinées à $0^{\circ} 45'$ si le terrain naturel le permet, sinon elles seront ajustées au terrain naturel. S'ils comportent un masque d'étanchéité amont, le temps de rupture pourra être augmenté.
- Les ouvrages poids en béton permettront le développement en 6 minutes d'une brèche rectangulaire, d'une largeur égale à quatre fois la hauteur mais ajustée aux joints de construction de l'ouvrage. Les ouvrages voûtes à contreforts suivront la même règle alors que la largeur de la brèche sera ajustée aux contreforts.
- Dans tous les cas, on supposera la brèche formée au centre de la partie la plus profonde de la vallée. Le fond de brèche sera abaissé si l'ouvrage est établi sur des fondations érodables et que la pente du fond de la vallée en aval est prononcée. {23}
- Si, malgré le développement de la brèche, le déversement sur la crête des ouvrages continue pendant plusieurs heures, la largeur de la brèche normale pourra s'accroître jusqu'à atteindre la demi-longueur de l'ouvrage. {27}

2.2. Prévion des paramètres de la brèche

Les paramètres de la brèche constituent l'élément clé de l'étude de la propagation de la crue de rupture. Plusieurs auteurs ont réalisé des études sur des cas réels, et ont constaté que la forme de brèche la plus fréquente est celle d'un trapèze {23}. Ils donnèrent des formules très utiles pour prédire :

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

2.3. Méthodes de prévion du développement de la brèche

De nombreuses méthodes ont été proposées pour prédire le comportement de la brèche en formation dans un ouvrage.

Certaines sont empiriques et souvent basées sur l'analyse détaillée de ruptures observées. D'autres sont plus directement formulés pour suivre les mécanismes de rupture.

Fread (1984c), Froehlich (1987) et Singh et Guiroga (1987) ont produit des études de corrélations pour déterminer la largeur finale de la brèche, sa forme trapézoïdale, son temps de formation et le débit de pointe engendré à la brèche, mais n'envisagent l'usage de ces relations que dans le cadre d'études préliminaires. (N.E.7)

2.4 Les formules empiriques

2.4.1 Estimation de largeur de brèche

- *La formule de Froehlich (1987,1995)*

On se reportera au rapport de (Wahl, 1998) pour une analyse plus complète des formules empiriques de calcul des paramètres de brèche. Sur la base de 74 ruptures de digue, (Froehlich, 2008) arrive aux corrélations suivantes

Avec $K_0=1.3$ si la rupture intervient par surverse et $K_0=0$ dans les autres cas

$$B = 0.1803K_0V^{0.32}h^{0.19} \quad (1)$$

- *La formule de FREAD*

Par la suite, on a étudié le mécanisme de développement géométrique de la brèche dans les ouvrages en remblai à partir des témoignages disponibles et des parties restantes des ouvrages (**D.L.Fread, 1987**). Dans la majorité des cas, que le processus ait commencée comme une érosion interne ou une érosion de crête, la forme de la brèche s'apparente à un seuil triangulaire ou trapézoïdal dont la largeur moyenne, B est donnée par la formule :

$$B = 9.5K_0(V.H)^{0.25} \quad (2)$$

K_0 : coefficient égal à 1 pour une rupture par submersion et égal à 0.7 pour une rupture par érosion interne.

V : volume d'eau de la retenue (acres pieds)

H : hauteur d'eau de la retenue (pieds).

K_0 : coefficient égal à 1 pour une rupture par submersion et égal à 0.7 pour une rupture par

B : largeur moyenne de la brèche (pieds)

- *La formule de Bureau of Reclamation (1988)*

$$B = 3.h \quad (3)$$

- *La formule de Singh*

Singh (**V.P.SINGH,1996**)s'est lui aussi penché sur les caractéristique des brèche en étudiant plus de 50 cas de ruptures documentées. Son analyse fait ressortir l'importance des rapports H_S/H et H_S/B_m , dans lesquels H_S provient du volume de la retenue :

$$H_S = V^{0.33} \quad (4)$$

Dans ces rapports, H est la hauteur de l'ouvrage et B_m est la largeur moyenne de la brèche. Il en ressort trois corrélations utiles. Le premier port sur l'aspect de la brèche (rapport de sa largeur B au sommet de l'ouvrage à sa fondation d)

$$\frac{B}{d} = \frac{0.4H_S}{H} \quad (5)$$

- *La formule de MacDonald et Langridge-Monopolis (1984)*

Pour les barrages en terre

$$B = 0.0261(V.h)^{0.769} \quad (6)$$

Pour les barrages non en terre

$$B = 0.00348(V.h)^{0.852} \quad (7)$$

- *La formule de Von Thun and Gillette (1990)*

$$B = 2.5h + C_b \quad (8)$$

Te que C_b est fonction avec le volume du barrage

Volume du barrage (m ³)	C_b (m)
$< 1.23 \times 10^6$	6.1
$1.23 \times 10^6 - 6.17 \times 10^6$	18.3
$6.17 \times 10^6 - 1.23 \times 10^7$	42.7
$> 1.23 \times 10^7$	54.9

Tableau 3.1 : valeur de C_b

2.4.2 Estimation de temps de formation

- *La formule de Froehlich (1995) (Froehlich, 2008)*

$$t = 0.0025V^{0.53}h_b^{-0.9} \quad (9)$$

Avec V volume en m³, h_b hauteur la brèche en m,

- *La formule de Lemérière*

Pour les remblais, lorsque le matériau du barrage est des petites dimensions et sans cohésion

$$T = 10 \sqrt{\frac{V}{g}} H \quad (10)$$

- *La formule de FREAD (D.L.FREAD, 1987)*

Pour les ouvrages en remblai

$$T = 0.59.V^{0.47}.H^{-0.9} \quad (11)$$

H : hauteur d'eau de la retenue (pieds).

V : volume d'eau de la retenue (acres pieds)

- *La formule de Singh (V.P.SIGH, 1996)*

$$T.(g/H)^{0.5} = 1.5.H_s/B_m \quad (12)$$

$$H_s = V^{0.33} \quad (13)$$

Dans ces rapports, H est la hauteur de l'ouvrage et B_m est la largeur moyenne de la brèche

- *La formule de Bureau of Reclamation (1988)*

$$t = 0.011.B \quad (14)$$

Tel que t (hr) et B(m)

6-La formule de Von Thun and Gillette (1990)

Pour érosion rapide

$$t = 0.015.h \quad (15)$$

Pour érosion lente

$$t = 0.020.h + 0.25 \quad (16)$$

7-La formule de MacDonald et Langridge-Monopolis (1984)

$$t = 0.0179 \times (V)^{0.364} \quad (17)$$

2.4.3 Estimation de débit de pointe

- *La formule de Costa (1985) :*

D'autres travaux (**J.E.COSTA,1998**) ont fait ressortir le rôle constant joué par la hauteur du barrage, le volume de la retenue et la section type du barrage elle-même. On a établi des formules empiriques qui donnent une estimation utile du débit de pointe de l'hydrogramme de rupture à l'ouvrage. Parfois, elles prédisent aussi le temps nécessaire pour atteindre ce débit et renseignent donc quelque peu sur la forme de l'hydrogramme.

$$Q_{max} = 1.122 \times (V)^{0.57} \quad (18)$$

$$Q_{max} = 0.981 \times (V \times h)^{0.42} \quad (19)$$

$$Q_{max} = 2.634 \times (V \times h)^{0.44} \quad (20)$$

- *La formule de Molinaro :*

$$Q_{max} = 0.116(g H)^{0.5} \cdot H^2 \cdot (J/H^3)^{0.22} \quad (21)$$

- *La formule de Hagen (V.K.HAGEN, 1982) :*

$$Q'_{max} = 370 \cdot \sqrt{V' \cdot H'} \quad (22)$$

Ces formules font intervenir la hauteur du barrage H' (m) ou par H' (pieds), le volume de la retenue V' (m³) ou \bar{V} (acres pieds) et le débit Q (m³/s) ou \bar{Q} (pieds cubes/s).

$$Q_{max} = 0.54 V \cdot h_d)^{0.5} \quad (23)$$

h_d : la hauteur du barrage (m).

- *La formule de Froehlich (Froehlich ,2008)*

$$Q_{max} = 0.607 \cdot V_0^{0.259} \cdot h_0^{1.24} \quad (24)$$

Avec h_0 la hauteur initiale au niveau de la brèche et V_0 le volume d'eau stocké. Cette formule peut conduire à des sur-estimations d'un facteur 2 (**Franca et al, 2007**).

- *La formule de Bureau of Reclamation (1988)*

$$Q_{max} = 19.1 \times h^{1.85} \quad (25)$$

- *La formule de Lemérière*

Pour les remblais, lorsque le matériau du barrage est des petites dimensions et sans cohésion,

$$Q_{max} = 0.7 \cdot \sqrt{gH} \cdot H^2 \cdot \sqrt{\frac{V}{H^3}} \quad (26)$$

- *La formule de FREAD. (D.L.FREAD, 1998)*

$$Q_{max} = 3.1B \frac{C}{T+C/\sqrt{H}} \quad (27)$$

Dans laquelle on définit c comme suit :

$$C = 23.4 \cdot A/B \quad (28)$$

A : étant la surface au miroir (acres pieds) du réservoir à l'élévation du sommet du barrage. Avec ces formules, il convient de respecter leurs unités propres dont on trouvera facilement l'équivalent SI.

- *La formule de Singh et Snorrason (1984)*

$$Q_{max} = 13.4 \times (h)^{1.89} \quad (29)$$

$$Q_{max} = 13.4 \times (h)^{1.89} \quad (30)$$

- *La formule de MacDonald et Langridge-Monopolis (1984)*

$$Q_{max} = 1.154 \times (V \cdot h)^{0.412} \quad (31)$$

$$Q_{max} = 3.85 \times (V \cdot h)^{0.411} \quad (32)$$

- *La formule d'Evans (1986)*

$$Q_{max} = 0.72 \times (V)^{0.53} \quad (33)$$

La figure 4-1 et le tableau 1 recensent quelques formules empiriques

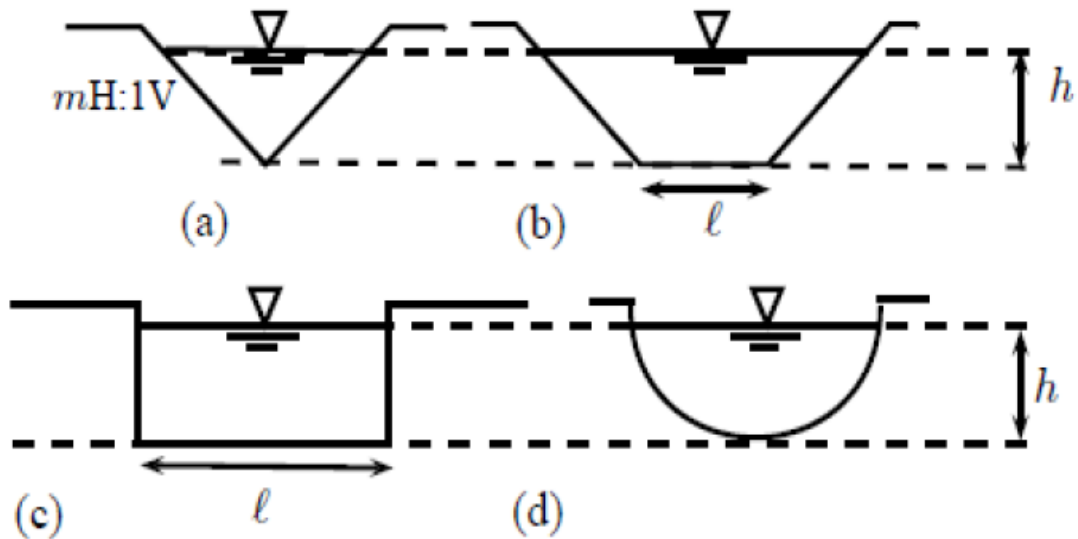


Figure 3-1 : Forme des brèches considérée dans les calculs

Forme de la brèche	Débit instantané
Triangulaire	$Q_b = 0.72m. h^{5/2}$
Trapézoïdale	$Q_b = 0.93l. h^{3/2} + 0.72m. h^{5/2}$
Rectangulaire	$Q_b = 0.93l. h^{3/2}$
parabolique	$Q_b = 0.54l. h^{3/2}$

Tableau 3.2 : Les formules des débits de pointes pour différents forme de brèche

Type de barrage	Norme hydro-Québec	Norme NWS (USA)	Norme MEQ (préliminaire)	Norme Cadam	Norme France	Norme Suisse
Béton, poids						
Largeur base	4H	Adapté	4H	0.5W	Totale	Totale
Largeur moyen	4H	Adapté	4H	0.5W	Totale	Totale
Temps formation	0.1hr	0.1hr-0.5hr	0.1hr	0.2hr	0.01hr	0

Béton, voute						
Largeur base	4H	Totale		0.9W	Totale	Totale
Larguer moyen	4H	Totale		0.9W	Totale	Totale
Temps formation	0.1hr	0.01hr		0.01hr	0.01hr	0
Béton, compacté						
Largeur base					Totale	Totale
Larguer moyen					Totale	Totale
Temps formation					0.01hr	0
Enrochement						
Largeur base	4H	0.9-2.9H	3H	Modèles	Renard	2H
Larguer moyen	5H	1 à 3H	3H			3H
Temps formation	0.5hr	0.1hr-0.5hr	0.5hr		Q _q hr	0
Masque amont						
Largeur base	4H		3H		Totale	
Larguer moyen	5H		3H		Totale	
Temps formation	0.5-2hr		0.5hr		0.01hr	0

Tableau 3.3 : Différent formules de brèche selon les normes (Marche C, 2004)

H : hauteur totale du barrage

W : longueur de crête de l'ouvrage

Modèles : utilisation d'un modèle de formation de brèche

Renard : mode de rupture par érosion interne privilégié

Qq : quelque Adapté : à définir pour chaque ouvrage

Cadam : Concerted Action for Dam Break Waves

3. L'onde de submersion

A la suite de la rupture d'un barrage, on observe en aval une inondation catastrophique, précédée par le déferlement d'une onde de submersion plus ou moins importante selon le type de barrage et la nature de la rupture et occasionnant d'énormes dégâts en raison de la nature des matériaux transportés par le flot.

Il est possible de simuler la rupture d'un barrage et de modéliser l'onde de submersion afin de déterminer quelles seraient les surélévations des niveaux dans la rivière à l'aval du barrage. Cela permet notamment de localiser les habitations et immeubles occupés par des personnes qui seraient submergés et de prévoir l'alerte. Habituellement, la modélisation de l'onde de submersion, s'arrête lorsqu'elle coïncide avec un niveau d'inondation connu (généralement l'inondation centennale). {19}

4. Propagation de l'onde de submersion

4.1. Variables cartographiées

Pour analyser le risque, le débit de pointe de la crue ne constitue qu'une donnée intermédiaire permettant la modélisation hydraulique. On s'intéresse aux variables qui caractérisent physiquement l'inondation. Les variables intéressantes sont les suivantes {45} :

_ La hauteur d'eau est la première variable à considérer. En effet, une inondation dont la hauteur d'eau est d'une vingtaine de centimètres ne représente pas le même danger qu'une inondation présentant des hauteurs d'eau de plus de 1 m. On peut déterminer des seuils de hauteurs d'eau qui ont une signification en matière de dégâts potentiels. Cette variable doit donc être connue avec une précision raisonnable de l'ordre de 10 centimètres.

_ La vitesse du courant est une variable importante également. Il existe des gammes de vitesses pour lesquelles l'impact de la crue sera différent. Toutefois, cette

variable est beaucoup plus difficile à modéliser que la hauteur d'eau. La cartographie de cette variable n'est pas envisageable à grande échelle.

_ La durée de l'inondation est une variable intéressante dans le cas des crues qui durent plusieurs jours. Les dégâts occasionnés au bâti et les coûts de séchage sont variables selon la durée de submersion. La prise en compte de la durée implique la prise en compte des volumes de crue en plus du débit de pointe. Les résultats des calculs de l'onde de submersion permettent d'établir une carte indiquant les limites de l'extension de l'onde de submersion (*Fig :3-2*). Les limites d'inondation sont définies par la ligne d'énergie (hauteur d'eau h_w + hauteur de vitesse $v^2/2g$). Si l'écoulement de l'onde de submersion reste confiné dans le lit du cours d'eau, seul le plan d'eau est considéré.

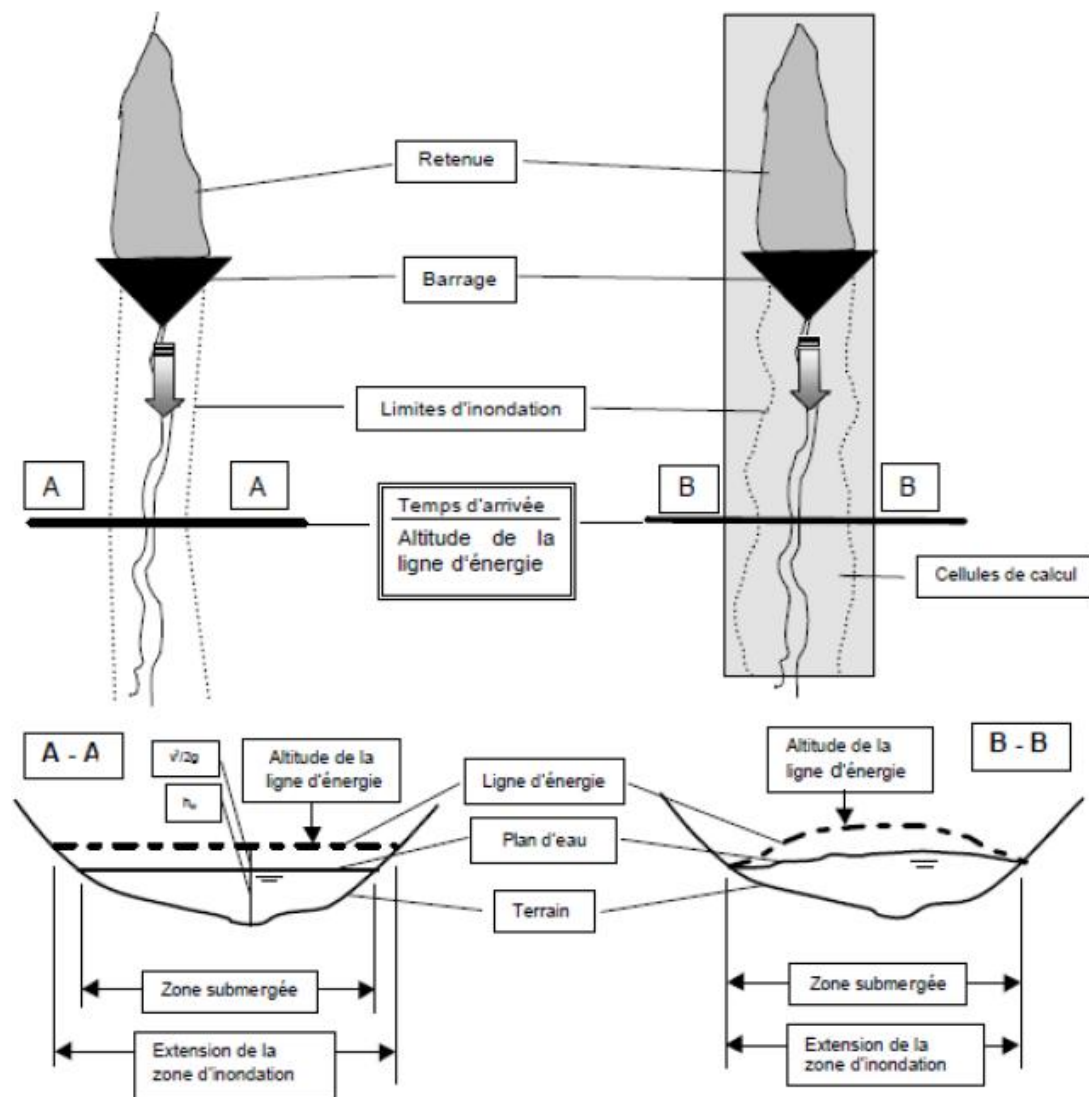


Figure 3-2 : Représentation de la zone de submersion

4.2. Modèles de calcul de la propagation de l'onde de rupture

De nos jours l'utilisation des modèles unidimensionnels est la plus courante puisqu'elle satisfait aux besoins de la grande majorité des études entreprises. Les modèles bidimensionnels quand à eux permettent de compléter, de détailler ou de nuancer certains aspects traités de manière globale par les hypothèses de l'approche unidimensionnelle. Dans d'autres situations, l'emploi combiné des deux modèles constitue l'outil idéal d'analyse, à condition bien évidemment de connaître les avantages et les limites de chacun {27}

4.2.1. Calcul unidimensionnel :

Calcul du débit pour différents profils en travers (A-A, etc.) situés à intervalles définis. Les calculs fourniront la hauteur de la lame d'eau hw 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'arriver du front de l'onde et l'altitude maximum de la ligne d'énergie sont indiqués dans les cartes d'inondation.

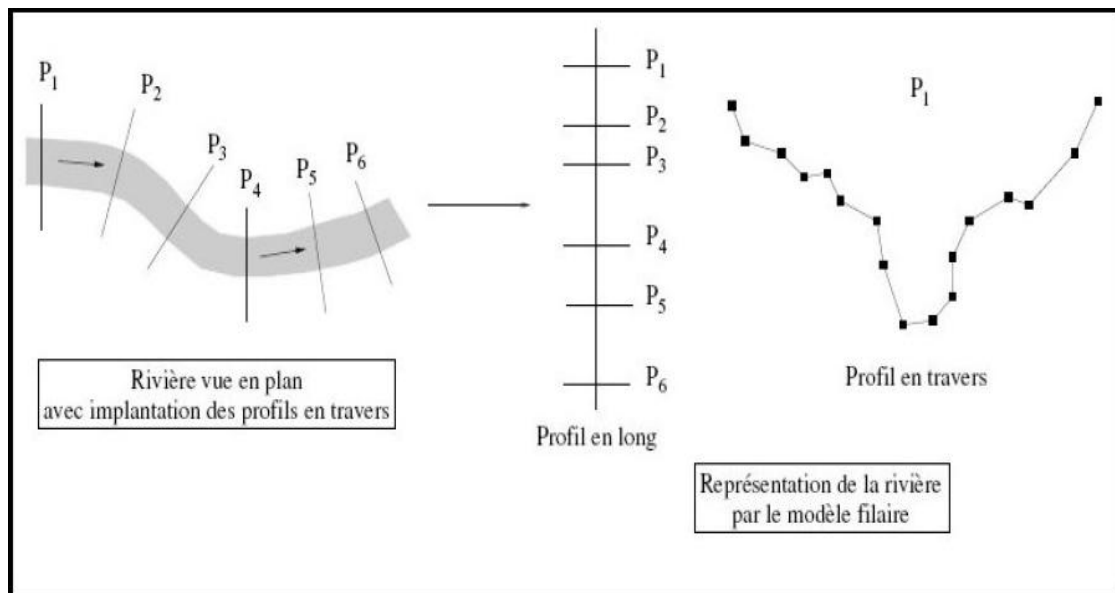


Figure 3-3 : Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel {38}

4.2.2. Calcul bidimensionnel :

Calcul effectué dans les directions longitudinales et transversales sur la base d'un réseau dense de cellules. Les calculs permettent de connaître pour chaque cellule, la vitesse d'écoulement dans les 2 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) et la ligne d'énergie n'est plus représentée par une droite, mais par une courbe irrégulière. Le temps d'arriver du front de l'onde, de même que les limites d'inondation et l'altitude maximum de la ligne d'énergie sont indiquées dans les cartes d'inondation. Ils résolvent les équations bidimensionnelles de Saint-Venant - équations de continuité et de moment. Les calculs sont effectués sur un maillage en deux dimensions de plaine d'inondation. {4}

5. Prévision de la propagation de la crue de rupture

La prévision de la propagation de la crue de rupture peut être abordée de multiples manières. Selon le cas, on aura recours aux approches théoriques, aux modèles numériques, aux similitudes sur modèle réduit et aux essais en nature, compte tenu des particularités du site, des objectifs visés et des ressources disponibles.

Dès le 19e siècle, on a développé les équations fondamentales et des solutions théoriques exactes du problème du bris de barrage. On les a améliorées jusqu'en 1970 environ. On utilise encore ces équations. Par contre, l'usage des solutions théoriques est de plus en plus limité en raison de l'émergence et de la croissance rapide des capacités de traitement et de résolution numérique. {23}

Le recours à la modélisation numérique de la propagation des crues de rupture devient de plus en plus incontournable eu égard à leur capacité de prendre en compte le mode de rupture de l'ouvrage, la forme détaillée du cours des et des affluents, les effets aux frontières ainsi que les déferents phénomènes produits par les diverses singularités rencontrées le long de la vallée. Cependant, alors qu'une formule simple ne comporte que deux ou trois facteurs et un nombre de données réduit, les modèles numériques nécessitent, pour produire des résultats à la hauteur de leurs capacités, un grand nombre de données de qualité. La collecte de ces données peut générer des coûts inconciliables avec les objectifs de l'étude. {24}

Lorsque la vallée est trop accidentée ou bien a une pente trop forte les équations de Barré de Saint-Venant ne sont plus représentatives et il faut réaliser un modèle physique en similitude de Froude en général à l'échelle de géométrie 1/500 sans distorsion, ce qui permet de conserver le même régime d'écoulement turbulent sur le modèle et en nature. Les modèles physiques nécessitant plus de temps et de ressources comparés aux autres techniques sont réservés à l'étude de zones particulières où les outils numériques s'avèrent moins fiables. {24}

Depuis quelques années, le démantèlement d'un certain nombre d'ouvrage anciens a donné l'occasion à des équipes de recherche de procéder à des essais de rupture contrôlée (Projet IMPACT Breach Modelling Program, 2001) après instrumentation appropriée de l'ouvrage et de la vallée. On comprendra qu'on puisse rarement employer cette technique, même si elle peut apporter des données de grand intérêt, mais très spécifiques et orientées vers la validation des autres outils. {23}

6. Equations de Saint-Venant

Les équations dites "de Barré de Saint-Venant", publiées en 1871, occupent encore aujourd'hui une place primordiale dans les études en hydraulique maritime ou fluviale. Ces équations décrivent les écoulements à surface libre en eaux peu profondes, d'où leur appellation anglaise "Shallow Water Equations". Elles sont obtenues à partir d'une intégration verticale des équations de Navier-Stokes en utilisant un certain nombre d'hypothèses. Les lecteurs peuvent trouver les détails de la dérivation des équations de Saint-Venant dans les littératures. On peut citer, parmi elles, les travaux de Hervouet [(Hervouet J.M., 2003), (Hervouet J.M., 2001)], Thual (Thual O., 2003b), Tan (Tan W.Y., 1992), Ryhming (Ryhming I.L., 1985).

7. L'outil de simulation :

7.1 Présentation de logiciel télémac 2D

Le logiciel TELEMAC-2D résout les équations de Barré de Saint-Venant (1871) à deux dimensions d'espace horizontales. Ses résultats principaux sont, en chaque point du maillage de résolution, la hauteur d'eau et la vitesse moyenne sur la verticale. TELEMAC-2D trouve ses applications en hydraulique à surface libre,

maritime ou fluviale, et est capable de prendre en compte les phénomènes physiques suivants :

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

Les domaines d'application du logiciel sont nombreux. Dans le domaine maritime, on peut citer en particulier le dimensionnement d'ouvrages portuaires, l'étude de l'effet de la construction de digues submersibles ou de dragages, l'impact du rejet d'un émissaire côtier, l'étude des panaches thermiques. Dans le domaine fluvial, on peut également citer : l'étude de l'impact de la construction d'ouvrages (ponts, seuils, épis), les ruptures de barrages, les études d'inondation, le transport de traceurs conservatifs ou non. TELEMAC-2D a également été utilisé pour un certain nombre de cas spéciaux d'application, tels que la rupture de réservoirs industriels, la chute d'avalanche dans un réservoir, etc.

TELEMAC-2D est développé par le Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement (LNHE) de la Direction des Recherches et Développement d'EDF. Comme les versions précédentes, la version 6.0 du code respecte les procédures d'Assurance Qualité des logiciels scientifiques et techniques d'EDF-DRD. Il s'agit d'une démarche de construction et de vérification de la qualité du produit dans les différentes phases de sa vie. En particulier, un logiciel sous Assurance Qualité est accompagné d'un Dossier de Validation qui décrit le domaine d'utilisation du logiciel et un ensemble de cas tests. Ce document permet de juger des performances et des limitations du logiciel, d'en situer le domaine d'application. Ces cas tests servent aussi au développement du logiciel et sont vérifiés à chaque diffusion de nouvelles versions.

7.2 Programmation utilisateur

Lors de l'utilisation d'un module de simulation du système TELEMAC, l'utilisateur peut être amené à programmer des fonctions particulières non prévues dans la version standard du logiciel. Cela se fait en particulier par l'intermédiaire d'un certain nombre de sous-programmes dit « utilisateurs » (voir annexe 02). Ces sous-programmes sont écrits de manière à pouvoir être modifiés, sous réserve cependant que l'utilisateur dispose d'un minimum de connaissances en Fortran, et avec l'aide du document intitulé « Guide for programming in the Telemac system ».

La procédure à suivre dans ce cas est la suivante :

- Récupération de la version standard du sous-programme utilisateur fournie dans la distribution et recopie dans le répertoire de travail.
- Modification des sous-programmes en fonction du modèle à construire.
- Concaténation de l'ensemble des sous-programmes en un seul fichier fortran qui sera compilé lors de la procédure de lancement de TELEMAC-2D.

Lors de cette phase de programmation, l'utilisateur doit accéder aux différentes variables du logiciel. Grâce à l'utilisation des structures du Fortran 90 rassemblées au sein d'un élément de type « module », cet accès peut se faire à partir de n'importe quel sous-programme.

L'ensemble des structures de données est regroupé au sein de fichiers Fortran, appelés modules. Pour TELEMAC-2D, le fichier s'appelle

DECLARATION_TELEMAC2D présent dans la distribution. Pour avoir accès aux données de TELEMAC-2D, il suffit d'insérer la commande USE DECLARATIONS_TELEMAC2D en début de sous-programme. Il est également nécessaire d'ajouter la commande USE BIEF.

La quasi-totalité des tableaux utilisés par TELEMAC-2D est déclarée sous forme de structure avec des pointeurs.

7.3 Aspects théoriques :

Le code TELEMAC-2D résout simultanément les quatre équations hydrodynamiques suivantes :

$\frac{\partial h}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(h) + h \operatorname{div}(\vec{u}) = S_h$	Continuité
$\frac{\partial u}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(u) = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + S_x + \frac{1}{h} \operatorname{div}(h \nu_t \vec{\nabla} u)$	Dynamique selon x
$\frac{\partial v}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(v) = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + S_y + \frac{1}{h} \operatorname{div}(h \nu_t \vec{\nabla} v)$	Dynamique selon y
$\frac{\partial T}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(T) = S_T + \frac{1}{h} \operatorname{div}(h \nu_T \vec{\nabla} T)$	Conservation du traceur

Avec :

- h (m) hauteur d'eau
- u, v (m/s) composantes de la vitesse
- T (g/l or °c) traceur passif
- g (m/s²) accélération de la pesanteur
- ν_t, ν_T (m²/s) coefficients de diffusion de la vitesse et du traceur
- Z (m) cote de la surface libre
- t (s) temps
- x, y (m) composantes d'espace horizontales
- S_h (m/s) source ou puits de fluide
- S_x, S_y (m/s²) termes source ou puits des équations dynamiques
- S_T (g/l/s) source et

h, u, v et T sont les inconnues

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

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

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

7.4. Les fichiers

- *Le Fichier Des Paramètres*

Le fichier des paramètres un fichier texte créé à l'aide d'un éditeur de texte ou par FUDAA-PREPRO. Cependant, très souvent, l'utilisateur se base sur un fichier des paramètres existants dans la structure TELEMAC, comme par exemple ceux des cas tests.

Il représente en quelque sorte le tableau de bord du calcul. Il contient un ensemble de mots clés auxquels sont affectées des valeurs. Si un mot clé ne figure pas dans ce fichier, TELEMAC-2D lui affectera la valeur par défaut définie dans le fichier dictionnaire. Si une telle valeur par défaut n'est pas définie dans le dictionnaire, le calcul s'arrêtera avec un message d'erreur. Par exemple la commande *PAS DE TEMPS* = 10. Permet de spécifier que la valeur du pas de temps du calcul est de 10 secondes.

- *Le Fichier De Maillage*

Il s'agit d'un fichier binaire.

Ce fichier contient toutes les informations concernant le maillage, c'est à dire le nombre de points du maillage (variable NPOIN), le nombre d'éléments (variable NELEM), le nombre de sommets par élément (variable NDP), les tableaux X et Y contenant les coordonnées de tous les points et enfin le tableau IKLE contenant la table des connectivités.

Ce fichier peut en outre contenir des informations de bathymétrie et/ou de coefficient de frottement en chaque point du maillage.

Le nom de ce fichier est donné à l'aide du mot clé : *FICHER DE GEOMETRIE*.

Le format de ce fichier binaire est spécifié par le mot clé : *FORMAT DU FICHER DE GEOMETRIE*.

- *Le Fichier Des Conditions Aux Limites*

Il s'agit d'un fichier formaté généré automatiquement par MATISSE, FUDAA-PREPRO ou STBTEL, et modifiable à l'aide d'un éditeur de texte. Chaque ligne de ce fichier est consacrée à un point de la frontière du maillage. La numérotation des points de bord est celle des lignes du fichier ; elle décrit d'abord le contour du domaine dans le sens trigonométrique à partir du point bas gauche (X + Y minimum), puis les îles dans le sens des aiguilles d'une montre.

Le nom de ce fichier est donné à l'aide du mot clé : *FICHER DES CONDITIONS AUX LIMITES*.

- *Le Fichier Fortran Utilisateur*
- *Le Fichier Des Frontières Liquide*
- *Le Fichier Des Sources*
- *Le Fichier Des Données De Frottement*
- *Le Fichier Des Courbes De Tarage*
- *Le Fichier Des Sections De Contrôle*
- *Le Fichier De Reference*
- *Le Fichier Des Résultats*
- *Le Listing De Sortie*
- *Les Fichiers Annexes*
- *Le Fichier Dictionnaire {44}*

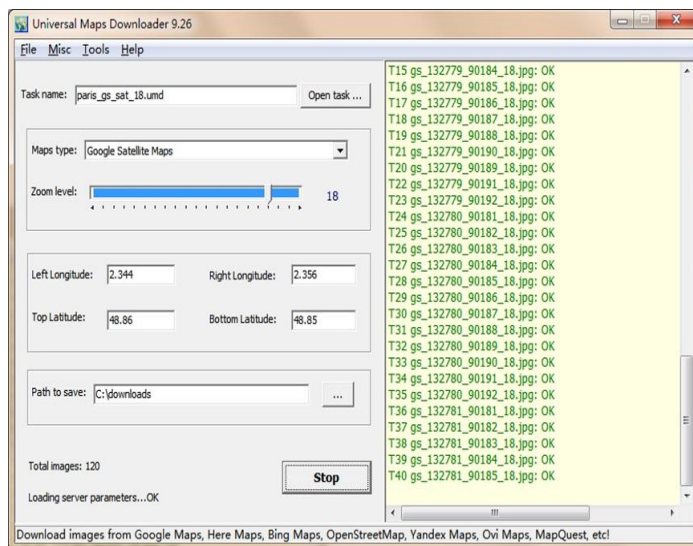
8. Présentation de logiciels :

8.1 Google Earth :



Figure 3-4 : Image satellitaire de barrage Cheffia

Google Earth est un logiciel, propriété de la société Google, permettant une visualisation de la Terre avec un assemblage de photographies aériennes ou satellitaires.



8.2 UMD :

Universal Maps Downloader est un outil qui vous aidera à obtenir des images à partir de Google Maps, Yahoo Maps ou Microsoft maps. Toutes les images téléchargées sont enregistrés sur votre disque dur, vous pouvez afficher les cartes téléchargées avec Maps Viewer ou les

combiner en une grande carte au format BMP à l'aide de Maps Combiner. Il existe 8 types de cartes, et 4 paramètres (Longitude Gauche, Longitude Droite, Latitude Haut,

Bas latitude) pour définir la portée de la zone d'images que vous voulez télécharger. Cet outil créé par Softonpc est compatible avec toutes les versions de Windows. {18}

8.3 SRTM :

Shuttle Radar Topography Mission fait référence à des fichiers matriciels et vectoriels topographiques fournis par deux agences américaines : la NASA et la NGA. Ces données altimétriques ont été recueillies au cours d'une mission de 11 jours en février 2000 par la navette spatiale Endeavour (STS-99) à une altitude de 233 km en utilisant l'interférométrie radar.

Cette campagne d'observation a permis d'établir des modèles numériques de terrain (MNT – *en anglais : DEM = Digital Elevation Model*) pour près de 80 % des terres émergées s'étendant de 56° de latitude Sud à 60° de latitude Nord. D'autres données sont également mises à la disposition du public : les données radar brutes et des données générées à partir des MNT.

Parmi les MNT on distingue trois types de fichiers :

- SRTM1 : résolution d'une seconde d'arc (31 m à l'équateur), couvre uniquement les États-Unis d'Amérique et ses dépendances ;
- SRTM3 : résolution de trois secondes d'arc (93 m à l'Équateur), couverture mondiale ;
- SRTM30 : résolution de 30 secondes d'arc (926 m à l'Équateur), couverture mondiale, sorte de *mise à jour* du format GTOPO30. {43}

8.3.1. Définition de MNT (Modèle Numérique du Terrain)

Il s'agit des initiales de Modèle Numérique de Terrain. Le MNT est un ensemble de points 3D comprenant uniquement les éléments du terrain naturel. Ce fichier numérique contient les données d'altitude d'un territoire, sous forme de semis de points irrégulier, de grille de points à maille carrée ou triangulée

Le MNT ne prend pas en compte les objets présents à la surface du terrain tels les plantes et les bâtiments.

C'est le référentiel altimétrique de base en géomatique {21}

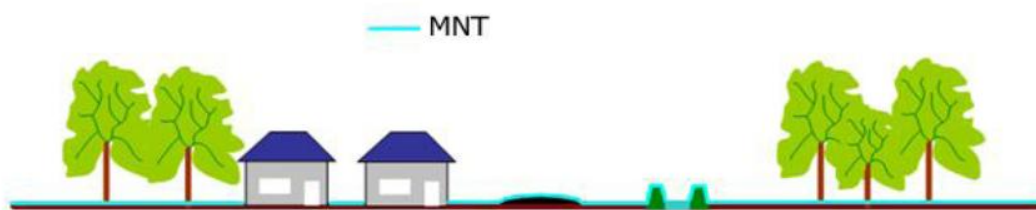


Figure 3-5 : représentation de MNT

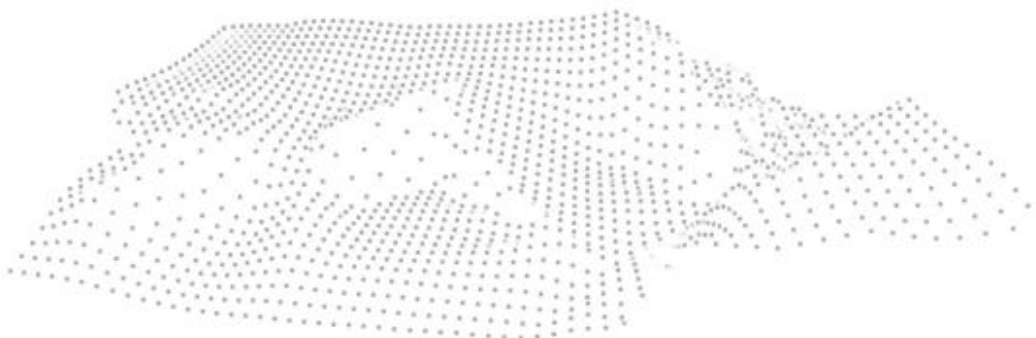


Figure 3-6 : MNT VECTEUR points seuls



Figure 3-7 : MNT VECTEUR lignes seules

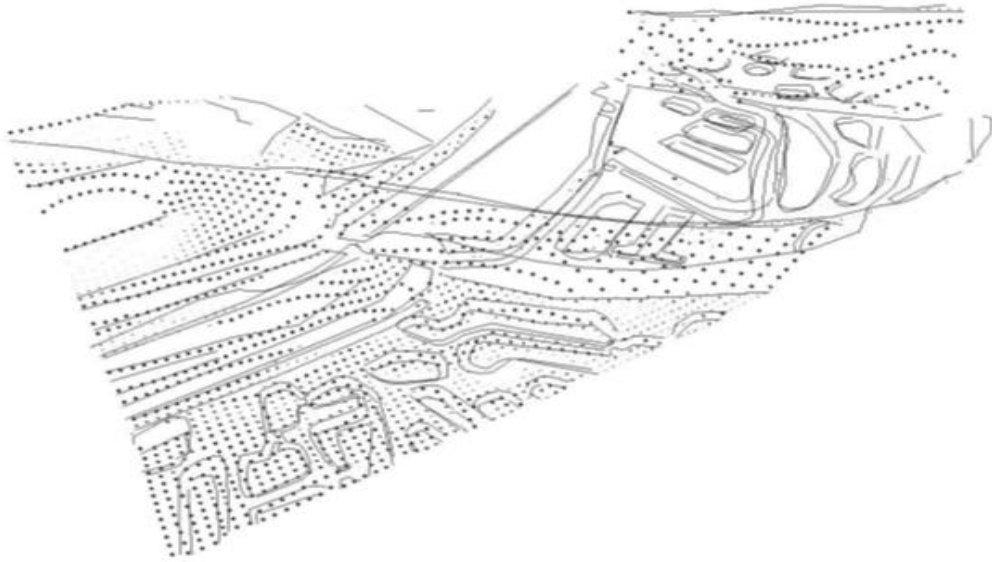


Figure 3-8 : MNT VECTEUR points et lignes

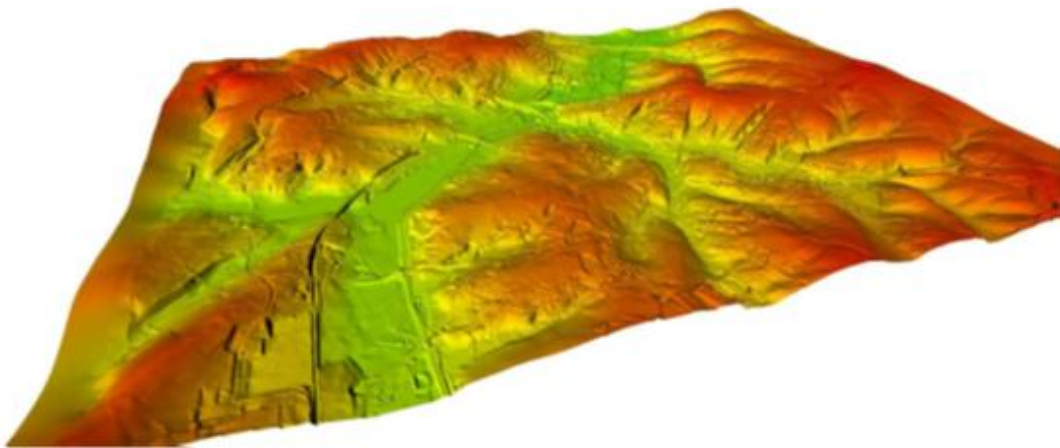


Figure 3-9 : MNT RASTER grille

8.4. Global mapper 16 :

Global Mapper est plus qu'un simple outil de visualisation capable d'afficher les images raster, les données d'altitude et les données vectorielles les plus répandues. Il convertit, édite, imprime, acquière des données GPS, et vous permet d'utiliser des fonctionnalités SIG sur vos jeux de données de manière peu onéreuse et simple.

Global Mapper permet aussi, en son sein, un accès direct à la totalité de la base de données TerraServer d'imagerie satellitaire et de cartes topographiques de l'USGS ainsi que la visualisation des données d'altitudes en vrai 3D avec un drapage de n'importe quelles images raster ou données vectorielles.

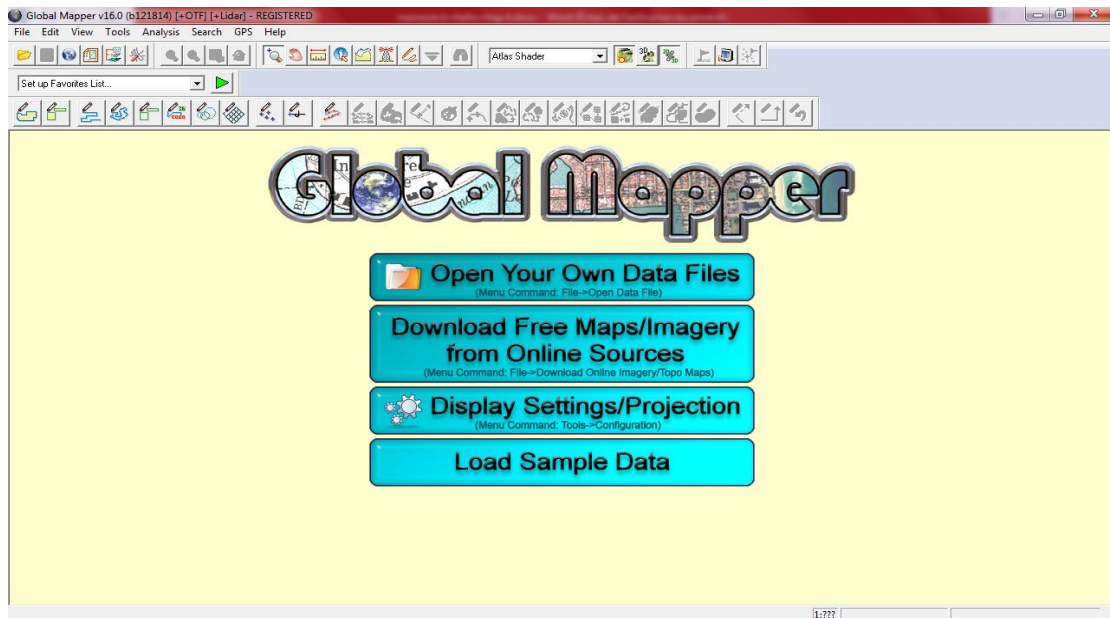


Figure 3-10 : fenêtre de global mapper

8.4.1. Définition de la Projection UTM.

La projection Transverse universelle de Mercator (*en anglais Universal Transverse Mercator ou UTM*) est un type de projection conforme de la surface de la Terre. L'Allemagne l'utilise sous le nom de *Projection de Gauss-Krüger*. Cette projection est une projection cylindrique où l'axe du cylindre croise perpendiculairement l'axe des pôles de l'ellipsoïde terrestre au centre de l'ellipsoïde.

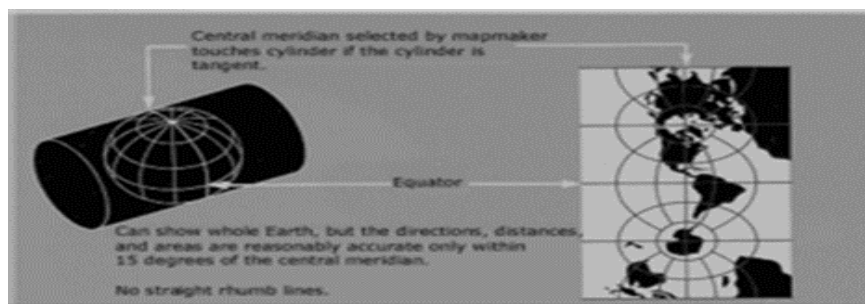


Figure 3-11 : Schéma de la projection UTM

8.4.2. Les fuseaux ou zones d'extension

En pratique, pour couvrir la surface de la Terre, on la découpe en 60 fuseaux de 6 degrés en séparant l'hémisphère Nord et l'hémisphère Sud. Soit au total 120 zones (60 pour le Nord et 60 pour le Sud). On développe alors le cylindre tangent à l'ellipsoïde le long d'un méridien pour obtenir une représentation plane.

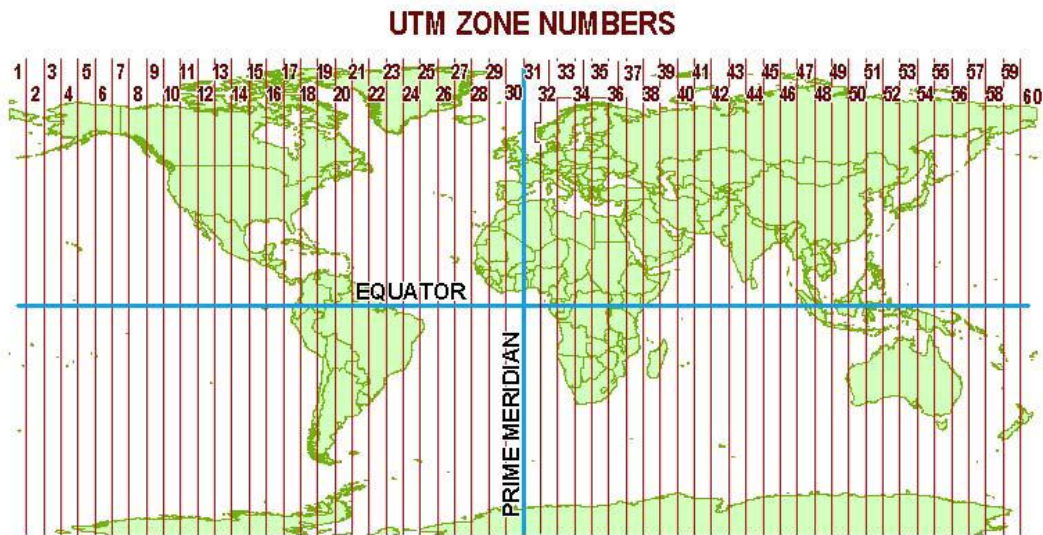


Figure 3-12 : nombre de zone UTM

L'Algérie s'étale de l'ouest à l'est sur quatre fuseaux : le 29, 30, 31 et 32 soit de 9° à l'ouest du méridien d'origine et à 12° à l'est du méridien d'origine (fig 3.13).

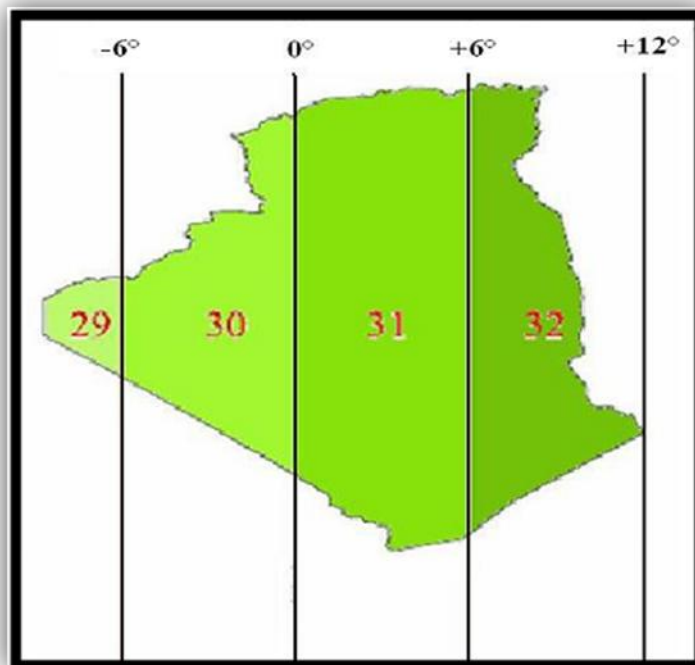


Figure 3.13 : Fuseaux couvrant l'Algérie.

8.4.3. Isomètre centra

Chaque fuseau a donc son propre méridien origine ou isomètre central,

- Fuseau 29 : méridien origine : 9° ouest de Greenwich.
- Fuseau 30 : méridien origine : 3° ouest de Greenwich.
- Fuseau 31 : méridien origine : 3° est de Greenwich.
- Fuseau 32 : méridien origine : 9° est de Greenwich.

8.5. Arcgis :

Le logiciel ArcGis est un système d'information géographique développé par la société ESRI (*Environmental Systems Research Institute*). C'est un outil pour gérer, visualisé, cartographier, interroger et analyser toutes les données disposant d'une composante spatiale.



Il comprend principalement trois applications :

- **Arc Catalog** : pour la gestion, la documentation et la navigation dans les bases de données (spatiales ou non).
- **Arc Map** : pour afficher, cartographier, éditer, interroger et analyser des données géographiques.
- **Arc Toolbox** : pour les opérations de conversion (de projection, de format) et de géotraitement.

Notre travail se limite uniquement sur ARC MAP dont nous allons faire la démonstration.

8.5.1. ARC MAP

Cette l'application principale d'ARC GIS. Elle permet de visualiser les données, de les saisir et les mettre à jour, d'effectuer des analyses et de cartographier et mettre en pages ces données géographiques.

La fenêtre principale d'ARC MAP représente un document ArcMap ; c'est-à-dire un ou plusieurs objets géographiques sous la forme d'une carte, imprimable et stockée sur disque (*.mxd).

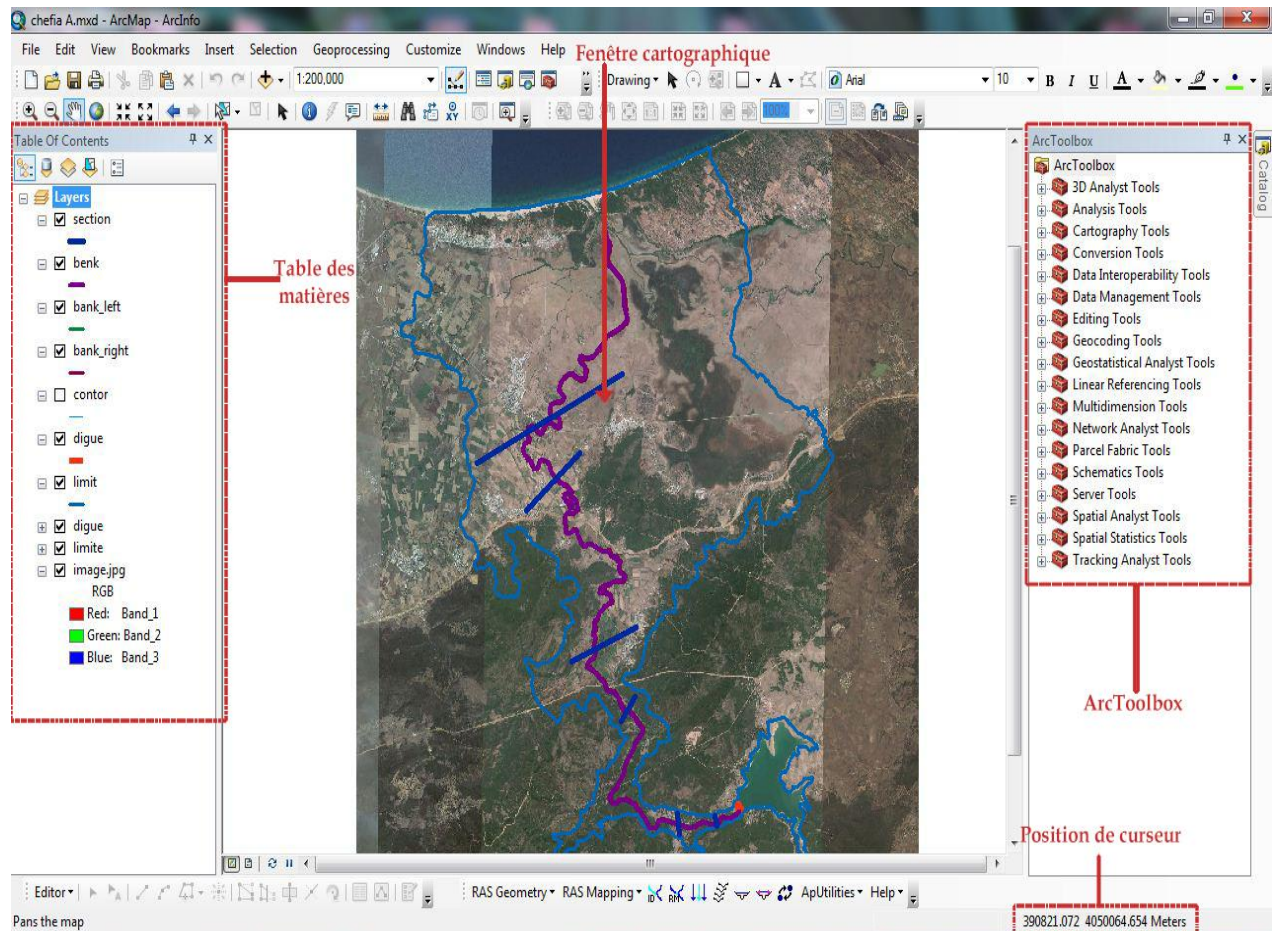


Figure 3-14 : Menu ARC_GIS10

- **Table des matières :** liste des fichiers de données ouverts.
- **Fenêtre cartographique :** endroit où les données spatiales s'affichent.
- **ARC Toolbox :** boîte à outils permettant d'effectuer des conversions et de transferts de format et aussi de projection.
- **Position curseur :** indication de la position dans le system de coordonnées utilisée.

8.6. Couvadis :

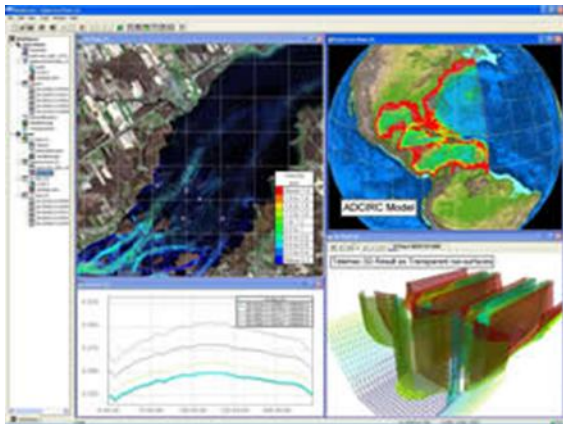
Covadis est un logiciel de topographie générale développé, depuis 1993, par la société GEOMEDIA SA. C'est un applicatif pour AutoCAD qui permet d'effectuer de nombreux calculs topographiques pour des projets de types variés : VRD (Voirie et Réseaux Divers), terrassement (calcul et analyse de modèles numériques de terrain), conception 3D, projets de lotissements, calculs de réseaux de nivellements, de polygonaux, de triangulation...

Covadis est très répandu chez les géomètres experts et dans les bureaux d'études. GEOMEDIA annonce plus de 4200 utilisateurs en Europe pour environ 16300 licences installées. {25}

8.7. blueKenue :

Blue Kenue™ est un outil perfectionné permettant aux modélisateurs hydrauliques de préparer, analyser et visualiser leurs données. Il s'agit d'une interface graphique de pointe intégrant des bases de données environnementales et des données géo-référencées aux données de modèle (entrées et sorties). Blue Kenue permet de lire directement les résultats des modèles TELEMAC, ADCIRC et HydroSim.

La visualisation de résultats dans Blue Kenue™ se fait par le biais de vues



dynamiques 1D, polaires, 2D, 3D ou sphériques que l'utilisateur peut enregistrer sous forme de films ou sauver sous forme d'images pour ses rapports et présentations.

Toutes les vues et les données sont entièrement géo-référencées. Blue Kenue permet de plus la conversion

entre systèmes de coordonnées (projections courantes).

8.7.1. Formats et Types de Données

Blue Kenue™ permet d'exploiter une gamme complète de types de données utilisés couramment par les modélisateurs hydrauliques. Les formats originaux de fichiers ASCII et Binaires sont tous deux disponibles pour les données stationnaires ou variables en temps.

Il est possible d'importer et d'exporter les données aux formats SIG courants, y compris : ArcINFO/ArcView, MapInfo, GeoTIFF, DTED/CDED, BIL, SRTM, WMO-GRIB et Surfer.

8.7.2. Préparation des Données du Modèle

Blue Kenue permet de générer des maillages rectangulaires et triangulaires à partir de points, de lignes, ou même à partir d'autres maillages réguliers ou triangulaires. L'utilisateur a la possibilité d'inclure des « nœuds durs » ou des « lignes de rupture » avec le générateur de grille triangulaire. Ces points et lignes seront préservés lors de la création des nœuds/éléments. La densité de nœuds est calculée à partir de cartes de densité définies par l'utilisateur (grilles rectangulaires, maillages triangulaires ou polygones).

Les cartes de friction hydrodynamique sont quant à elles générées facilement par mappage de données sous forme de polygones ou autres grilles.

8.7.3. Création du maillage et calcul sous TELEMAC

Pour pouvoir modéliser la zone inondée dans les Bas-Champs nous avons utilisé le logiciel TELEMAC. Ce logiciel développé par EDF, résout quatre équations de l'hydrodynamique que nous développerons plus tard. Pour utiliser ce logiciel il est nécessaire de construire préalablement un maillage qui représente la zone étudiée. Nous avons dans notre cas utilisé le MNT préalablement découpé avec ARCGIS représentant les Bas-Champs de Cayeux. Nous avons utilisé le logiciel Bluekenue pour créer les maillages

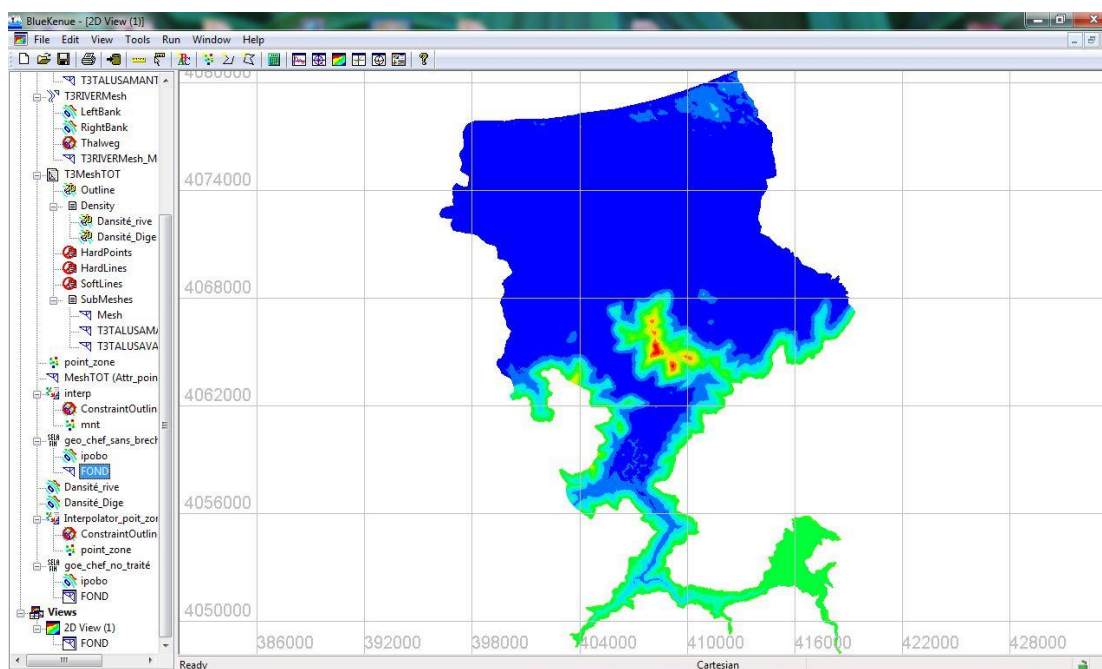


Figure 3-15 : maillage dans le Bluekenue

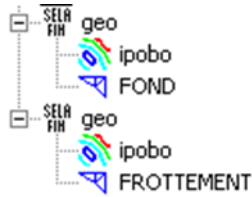


Figure 3-16 : Contenu de Data Items {16}

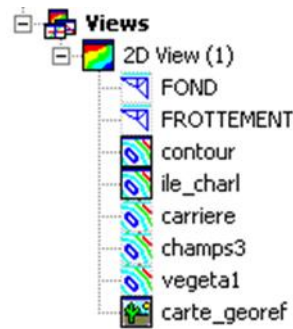
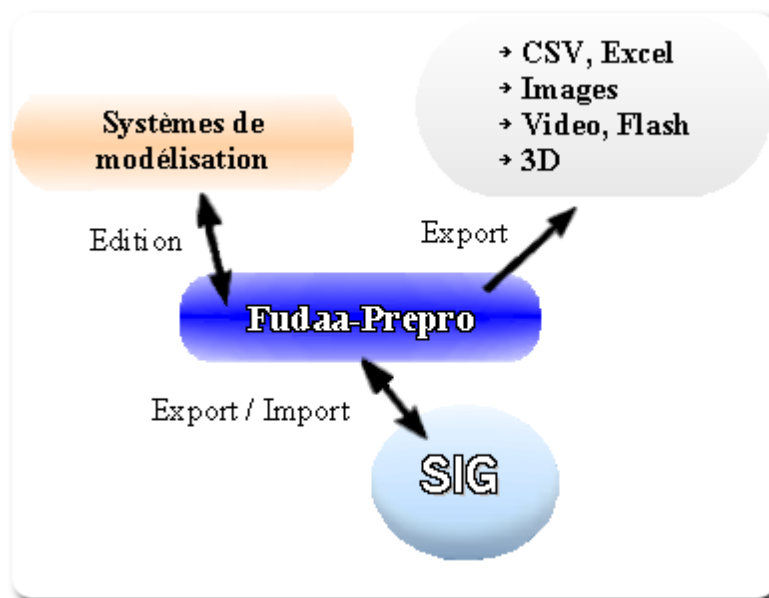


Figure 3-17 : Contenu de Views

8.8. fudaa prepro :

Fudaa-Prepro: Interface graphique pour Reflux/ Rubar/ Telemac

Ce logiciel englobe toutes les tâches de pré-traitement liées à la réalisation d'une étude hydraulique numérique. Il est dédié aux systèmes de modélisation des milieux aquatiques Reflux (CEREMA/DTecEMF), Rubar 20 (CEMAGREF) et Telemac (LNHE).



Fudaa-Prepro fournit des outils pour préparer et lancer une étude hydraulique. Tous les paramètres peuvent être facilement créés et modifiés

Fudaa-Prepro est un logiciel développé par le CETMEF (Centre d'études techniques maritimes et fluviales). Il est distribué sous la licence libre GPL.

Fudaa-Prepro propose un module SIG simplifié permettant à l'utilisateur de créer, manipuler et partager des informations géographiques. {17}

9. Conclusion

La prévision du processus de rupture au droit d'un barrage ainsi que celui de la propagation de l'onde de rupture dans la vallée située en aval sont des étapes importantes de l'étude de sécurité d'un ouvrage. Pour chacun des scénarios de rupture initialement retenus, ils permettent de dresser un portrait hydraulique des crues de rupture que l'ouvrage pourrait engendrer et de définir les zones à risque impactées par l'onde de rupture du barrage ainsi que toutes les informations nécessaires pour la création des plans d'alerte et d'intervention pour la gestion des risques qui peuvent être encourus.

Il est important de signaler que les études de rupture de barrages comportent plusieurs sources d'incertitudes qui peuvent mettre en question la validité des résultats obtenus par une analyse d'un scénario choisi, certainement les plus importants sont les valeurs paramètres retenus pour définir la brèche, en effet ces paramètres ont une incidence importante sur le débit évacué et sur l'inondation engendrée à proximité du barrage. Ces valeurs perdent progressivement de leur influence à mesure que l'onde progresse vers l'aval".

D'autres paramètres ont aussi une incidence sur la crue de rupture nous citons la forme de la vallée, les coefficients de rugosité, le volume et la forme du réservoir ... etc., il convient par conséquent avant de choisir l'outil de prévision de la propagation de l'onde résultante, de connaître les possibilités et les limites de chaque outil et d'évaluer comment les simplifications associées à chaque outil risquent d'altérer la fiabilité de la description des événements.

1. Introduction

La problématique d'évaluation des risques de submersion à l'aval de barrage suite à sa rupture est primordiale afin de protéger les biens et les personnes dans ces zones.

En effet, lors d'une rupture de barrage, un mur d'eau se propage, à l'aval, dans la vallée entraînant des submersions et des dégâts très importants. La mise en place de plans particuliers d'alertes et d'interventions est donc nécessaire. Divers outils ont été mis en place pour les élaborer. Le plus récents vient de la simulation numérique des équations des écoulements en eaux peu profondes. Il convient de souligner qu'actuellement que les accidents de rupture réelle de barrage sont très rares, excepté dans le cas de catastrophes naturelles

Le barrage de Cheffia n'a pas encore fait l'objet d'étude de ce type. Bien heureusement, la rupture de celui-ci ne s'est jamais produite mais une modélisation numérique de l'onde de rupture pourrait fournir des informations importantes dans l'optique de mettre en œuvre des cartes de vulnérabilité et des plans d'alertes.

Il s'agit de présenter dans ce chapitre une simulation numérique de la rupture totale et instantanée du barrage de Cheffia avec le logiciel Telemac-2D.

2. La zone d'étude

2.1. Historique

Le barrage de la cheffia ou ancien barrage de la Bou-Namoussa sur la rivière du même nom a été laissé inachevé en héritage, à l'indépendance. Terminé aujourd'hui il est appelé barrage de la cheffia du nom des gorges où il fut réalisé de ce barrage le seul document exploitable est la biographie de Charles Munck décédé en février 1960 à l'âge de 82 ans à Bône dont l'œuvre considérable trouva son couronnement avec la réalisation de ce barrage l'ouvrage situé à 340 mètres d'altitude qui fut commencé le 4 octobre 1960 comportait une digue de 640 mètres de longueur et d'une hauteur de 51 mètres la capacité de la retenue d'eau s'élevait à 158 millions de mètres cube dont 70 millions était prévus pour l'agriculture.

2.2. Situation

Le barrage Cheffia sur l'Oued Bounamoussa est situé à 40 Km au Sud-Est à l'amont de la ville d'ANNABA.

L'ouvrage a été réalisé entre Octobre 1960 et Octobre 1964 par les entreprises suivantes :

- La Société des travaux souterrains (Entreprise Pilote).
- La compagnie Industrielle de travaux (C.I.T.R.A).
- La Société Générale d'Entreprises (S.G.E.A).
- Les entreprises Brun, Botella et Sotundef.
- Bureau d'Etudes : SOFRETEN.

Mise en eau à partir du mois de Février **1965** et se poursuit jusqu'à **1969**.

2.3. Destination

- Alimentation en eau potable de la ville d'Annaba et daïra de Bouhadjar.
- Alimentation en eau industrielle de la Sidérurgie d'El-Hadjar.
- Irrigation du périmètre de Bounamoussa sur 17.000 ha.

2.4. Description de l'ouvrage

L'ouvrage est composé d'une digue en terre compactée avec un masque amont d'étanchéité en argile. De l'amont vers l'aval, la digue est constituée de :

- Rip-Rap en enrochement
- Filtre sous Rip-Rap
 - Recharge amont en alluvions
- Volume total des remblais : **1.3 million de m³**

2.5. La fiche technique de l'ouvrage

Caractéristiques géométriques	
Côte de la crête du barrage :.....	169 m
Hauteur du barrage :.....	50 m
Largeur en crête :.....	10 m
Longueur développée en crête :.....	650 m
Côte maximale de la retenue :.....	167 m
Niveau normal de la retenue :.....	165 m
Niveau de lit d'Oued :.....	120 m
Largeur maximale à la base :.....	214 m
Niveau le plus bas des fouilles d'ancrage du massif dans le schiste des fondations :.....	119 m
Superficie du bassin versant :.....	575 km ²
Superficie de la cuvette :.....	9,87 km ²
Volume de la retenue normale :.....	170 000 000 m ³
Volume de la retenue maximale :.....	192 237 000 m ³
Caractéristiques physiques	
1- Noyau	
Perméabilité :.....	$K_N < 10^{-8}$ cm/s
Limite de liquidité :.....	$L_q = 20$ à 40 %
Limite de plasticité :.....	$L_p = 10$ à 15 %
Indice de plasticité :.....	$I_p = 15$ à 25 %
Teneur en eau :.....	$W_N = 17,70$ %
Masse volumique :.....	$\gamma_N = 2,14$ t/m ³

2- Alluvions	
Masse volumique :	$\gamma_A = 2,26 \text{ t/m}^3$
Perméabilité :	$K_A = 0,6 \cdot 10^{-5} \text{ à } 0,6 \text{ cm/s}$
Teneur en eau :	$W_A = 2 \%$
Caractéristiques mécaniques	
1- Noyau	
La cohésion :	$C_N = 8 \text{ t/m}^2 \text{ à } 9 \text{ t/m}^2$
Angle de frottement interne :	$\varphi_N = 22^\circ \text{ à } 24^\circ$
Résistance à la compression :	$\sigma_{CN} = 0,3 \text{ Mpa}$
Résistance au cisaillement :	$\tau_N = 0,15 \text{ Mpa}$
Module d'élasticité :	$E_N = 500 \text{ Mpa}$
2- Alluvions	
La cohésion :	$C_A = 0 \text{ t/m}^2$
Angle de frottement interne :	$\varphi_A = 40^\circ$
Module d'élasticité :	$E_A = 200 \text{ Mpa}$
Caractéristiques hydrologiques	
Surface du bassin versant :	575 Km^2
Débit annuel moyen :	140 hm
Crue décennale :	$800 \text{ m}^3/\text{s}$
Crue centennale :	$1500 \text{ m}^3/\text{s}$
Crue millénaire :	$3000 \text{ m}^3/\text{s}$

Evaporation annuelle moyenne :	8 hm ³
Pluie moyenne annuelle :	900 mm
Envasement moyen annuel initial :	199.822 tonnes
Capacité initiale à la côte R.N :	171.992 hm ³
Capacité à la côte PHE soit 167.00 m :	179.450 hm ³
Envasement moyen annuel actuel :	340.000 tonnes
Ouvrages annexes du barrage	
1- Evacuateur de crues	
Débit :	1800 m ³ /s
2- Vidange de fond	
Débit à la côte 165 m :	1800 m ³ /s
Débit à la côte 167 m :	1900 m ³ /s
• Vidange ouverte	
Débit à la côte 165 m :	1950 m ³ /s
Débit à la côte 167 m :	2050 m ³ /s
3- Galerie de fuite	
Longueur développée :	156,50 m
Pente moyenne :	1/100
• Section	
Hauteur inférieure :	11,84 m
Hauteur intérieure :	10,60 m



Figure 4.1 : Barrage vue générale Chaffia

2.6. Les ouvrages annexes

2.6.1. Evacuateur de crue :

En puits avec seuil déversant et galerie de fuite, il comprend une vanne de type cylindrique d'un diamètre de **16.50 m** et une hauteur de **7.90 m**, le débit d'évacuation **1800m³/s**. Niveau du seuil déversant **159.50 m**, position de la vanne en position de fermeture complète Niveau **165.732 m**, siège de la vanne sur la corolle circulaire **157.832 m** Course totale de la vanne **5.40 m**.



Figure 4.2: Evacuateur de crues

2.6.2. Vidange de fond :

Deux pertuis incorporés dans le socle de la tour de l'évacuateur et débouchant dans la galerie de fuite. Cette dernière est commune, elle sert pour l'évacuation et pour la vidange de fond. Section rectangulaire ($l = 10.69 \text{ m}$; $h = 11.84 \text{ m}$). Longueur **156.50 m**. Débit d'évacuation $200 \text{ m}^3/\text{s}$



Figure 4.3 : Vidange de fond

2.6.3. Ouvrage de prise

Les prises d'eau sont incorporées dans la tour de l'évacuateur de crue, dont 4 prises étagées dans la pile aval, 01 prise dans la pile amont rive gauche, 01 dans la pile amont rive droite. L'eau est véhiculée dans 02 conduites de 1.00 m de diamètre pour l'une et 1.50 m pour l'autre. Les niveaux des prises de la pile aval sont : 138.50, 146.00, 153.50 et 161.00 m (prises pour alimentation de la conduite N° 01).

Celles de la pile amont, sont à la côte 133.26 m (constituant la côte du seuil des prises d'eaux d'irrigation).

2.7. Gestion de la ressource :

Capacité dernier levé (mai 2004) : 158.827 hm³

- A la côte R.N : 158.827 hm³
- A la côte P.H.E : 179.445 hm³

Surface de la retenue :

- A la côte R.N : 1002.70 Hec
- A la côte P.H.E : 1059.68 Hec

Volume inexploitable : 18.00 hm³

Côte première prise : 138.5m, volume correspondant: 1.75hm³

Côte deuxième prise : 146.0m, volume correspondant: 22.37 hm³

Côte troisième prise : 153.5m, volume correspondant : 63.42 hm³

Côte vanne clapet : 161.0m, volume correspondant : 121.063 hm³

Côte prise d'irrigation : 133.26m, volume correspondant : 0.001hm³

Côte vidange de fond : 127.00 m

Côte volume mort : 144.90 m

2.8. Dispositif d'auscultation (état initial)

2.8.1. Auscultation interne

1- Piézomètres Fermés

- Au total au nombre de **35** soient :

Galerie de contrôle : **16** (08 amont et 08 aval), **07** capteurs , **03** (placés en 1966) , Galerie amont/aval : **05** (distance/puit aval) , Galerie ovoïde **04** (défectueux depuis 1973)

2- Piézomètres ouverts

Une série de **07** piézomètres Cas grande a été mis en place pour le contrôle de la ligne de saturation.

3 – Organes de mesures des pressions interstitielles

Des cellules électriques ont été implantées dans le massif et le masque du Barrage dans les deux profils R+500 et R+600, 05 appareils ont été perdus par sectionnement des câbles par les engins du chantier. Sur les 20 restants, 13 appareils seulement ont répondu en 1964.

4- Organes de mesures des tassements différentiels

06 arm cross ont été prévu, **03** seulement ont été installé aux deux profils R+500 et R+600.

2.8.2. Auscultation externe

Dispositif topographique : L'équipement de la digue comprend 40 repères de nivellement et 09 piliers (repères de référence).

2.8.3. Etat du dispositif actuel

1/- Piézomètres ouverts

Parmi les 22 piézomètres actuels (mesures à partir du 22/09/1998), 20 sont fonctionnels et 02 sont bouchés.

2/- Piézomètres fermés

A/ P.F fonctionnant comme drains

36 piézomètres (aval) dont 11 sont fonctionnels et 25 entre bouchés (21) et défectueux depuis 1973 (04 de l'ovoïde).

B/- P.F dotés de manomètres

49 P ont été installés (13 amont et 36 aval), dont 13 fonctionnels et 36 défectueux (26 dépourvus de manomètres dont 04 défectueux depuis 1973, 10 manomètres étant bloqués).

C/- Points de jaugeage

Soient 05 points de mesure des débits d'infiltration (puit, batardeaux galerie R.G et R.D et batardeaux ovoïde R.G et R .D).

D/- Réseau topographique

Soient 40 repères de nivellement (amont et aval) et 09 repères de nivellement de référence (piliers).

Les repères de nivellement aux côtes 154.9 et 139.4 ont subi rénovation en mars 2004
06 repères en manquent couvercle.

05 piliers étant détruits.

Confection d'un nouveau pilier à la côte 133,00.

2.9. Transfert de la cheffia :

Le barrage est destiné pour l'alimentation en eau potable de la ville de Annaba et d'El taref ; l'alimentation en eau industrielle de la Sidérurgie d'El-Hadjar et l'irrigation du périmètre de Bounamoussa sur 17000 ha.

Le transfert d'eau du barrage Cheffia, d'une capacité de 160 hm³ s'effectue par l'intermédiaire d'une conduite en béton s'étalant sur un linéaire total de 49 km. Cette conduite d'une capacité de transit assure l'irrigation. Un débit de 3000 litre/seconde pour les périmètres agricoles de Asfour et Zrizer (wilaya d'El-Tarf) et un volume de

120 000 mètres cube/jour à la wilaya de Annaba par l'intermédiaire d'une station de surpression située au pied de la station de traitement des eaux de chaiba (sidi-Amar)

Le volume d'eau brute, actuellement soutiré au profit de la wilaya de Annaba, à partir de cet ouvrage est de l'ordre de 100 000 mètre cube /jour qui sont affectés au complexe sidérurgique d'El-Taref .[6]

2.10. Risque d'inondation des agglomérations de la wilaya d'El Taref

COMMUNE	POPULATION (2011)	SUPER- FICIES (HA)	SUPER-FICIES INONDABLES (HA)	RISQUES
ECHAT	15442	6215	80	FAIBLE RISQUE
AIN ASSEL	8271	9480	400	
BOUGOUS	301	21580	36	
OUM TEBOUL	6963	8735	400	
BOUTELDJA	13659	11353	637	MOYEN
BERRIHANE	3882	20250	206	RISQUE
EL TAREF	10157	11140	600	RISQUE FORT
LAC DES OISEAUX	5978	8588	412	
BEN M'HIDI	1604	1506	12	
BESBES	315159	512155	6160	
DREAN	21237	4800	60	
ASFOUR	12465	10452	120	
CHIHANI	9157	20082	66	

CHBAITA MMOKHTAR	16699	4198	100	
CHAFFIA	2836	19247	/	
TOTAL	148219	183340	3403	

Tableau 4.1 : Risques d'inondation de la Wilaya d'EL TAREF

2.11. Les inondations dues aux lâchers des barrages (24février2012)

Présentant le bilan des récentes inondations(24février2012) qui ont causé la mort de trois personnes, emportées par les eaux, et des dégâts considérables aux infrastructures de base, le chef de l'exécutif local a précisé qu'en plus des pluies diluviennes, « ce sont quelque 200millions de m³qui ont été lâchés des barrages de cheffia, de Mexa et de Bougous dans la wilaya d'El-Tarf et de Bouhamdane (Guelma) ».

« la zone ouest de la wilaya d'El Tarf, qui englobe les daïras de Ben M'hidi, de Drean et de Besbes, est la plus sévèrement touchée par ces inondations qui ont provoqué la fermeture de plusieurs route et l'isolement d'une partie importante de cette zone, a ajouté le wali. »

« Les précipitations enregistrées durant mois de 48H00, ont atteint les 128 mm au moment ou à la même période de l'année 2011, il n'avait été recueilli que 70mm, a également précisé ce responsable. »

Ces inondations ont également provoqué des dégâts « assez importants »à trois ponts, le premier sur l'Oued Oum-Essad, enjambant la RN44 à l'entrée Est de Bouteldja, le second reliant Mechta Teffaha à Ain-Djenane (commune d'Asfour) et le troisième sur l'Oued Bounamoussa, à l'entrée Est de la de daïras Ben M'hidi.

2.12. Cause d'inondations dans la ville d'el tarf :

- ✓ Pluviométrie intense et irrégulière atteignant les 800 à 1500mm/an (orages)
- ✓ Pente très faible favorisant la stagnation des eaux
- ✓ Un nombre important de centre(sept) situés dans les zones basses(ainassel, tarf, bouteldja, lac des oiseaux, ben m'hidi, besbes et dréan)
- ✓ La superficie du bassin versant de la MAFRAGH est importante
- ✓ L'embouchure de la MAFRAGH ne véhicule pas le débit de crue provoqué par tous les oueds à la fois nature des sols plaine d'el tarf argileux(perméabilité faible)
- ✓ Présence d'obstacles naturels(dépôts d'alluvions arbustes...)
- ✓ Existence d'un nombre important de méandres (Bounamoussa, Kebir et Seybouss)

En plus des causes naturelles, d'autre produites par l'homme agissent en faveur de ce problème tel que :

- ✓ L'absence d'entretien des émissaires naturels : Oued el kebir et oued bouhalloufa, oued dardane, oued boulahtane, oued seybouss, oued besbes et oued bouhallah
- ✓ L'insuffisance d'un réseau d'assainissement dans le périmètre de bounamoussa et son absence dans la plaine d'el tarf et bouteldja, sachant que ce secteur de plaine est le réceptacle de toutes les eaux provenant des bassins versants de bougous, guergour, bouhalloufa et boulahtan
- ✓ La réalisation de certains chemins communaux dans la commune de boutheldja, du lac des oiseaux et de berrihane, ou quelques tronçons constituent de véritables obstacles pour l'écoulement normal des eaux vers les exutoires naturels.

Charriage constant de matériaux solides provenant des terrassements (chantiers de construction).[7]

3. Préparation des données

- 1- Télécharger une image satellitaire avec UMD (Universal Maps Downlonde)
- 2- Télécharger les données topographiques avec Global Mapper16 à l'aide du logiciel Google Earth qui permet de capturer des images satellitaires et digitalisation de fichier numérique SRTM exporte MNT
- 3- exporter image obtenue à l'Arc gis pour création une coupe de la zone d'études tracer le cour d'eau
- 4- nous avons exporté la coupe de la zone avec MNT à Blue Kenue pour faire le maillage de la zone
- 5- traiter la coupe de la zone obtenue à fudaa.
- 6- simulée avec Telemac-2D
- 7- Exporter et afficher les résultats à partir de logiciel fudaa
- 8- faire la cartographie à l'Arc gis et analyser des données géographiques.

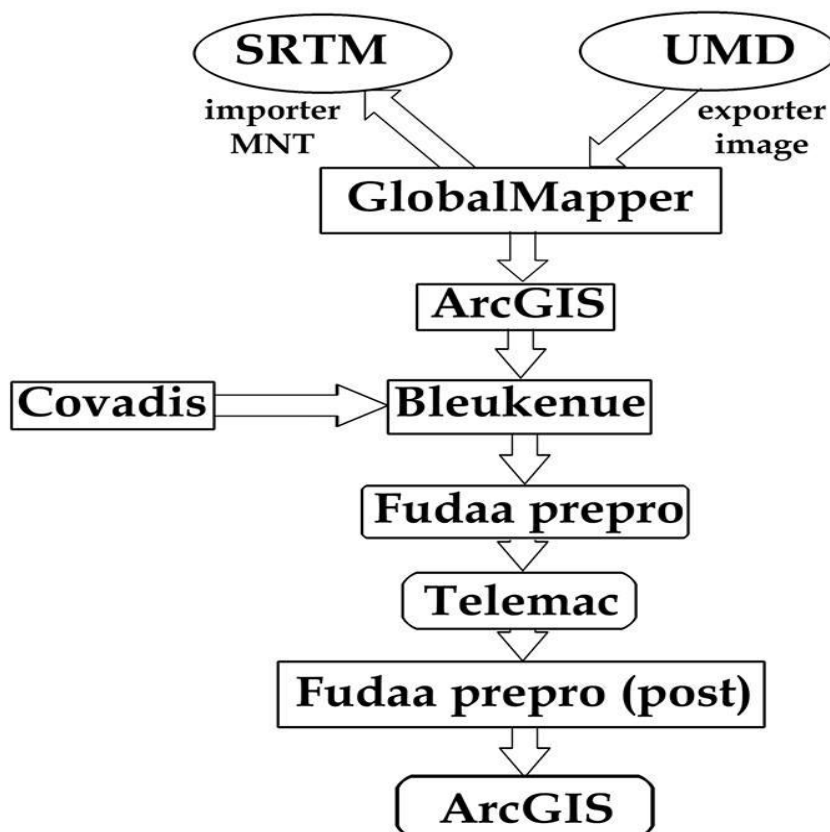


Figure 4.4 : Organigramme de simulation

4. Méthodologie

Modèle Hydrodynamique de l'écoulement à surface libre

Il s'agit d'une modélisation hydrodynamique de l'écoulement à surface libre, exprimé par les équations de Saint Venant bidimensionnelles :(voire chapitre 3)

- Equation de continuité
- Equation de la dynamique selon x
- Equation de la dynamique selon y
- Equation de conservation du traceur

5. Modélisation numérique

Le domaine de calcul prend en compte le réservoir ainsi que la vallée à l'aval du barrage, jusqu'à la mer. Cela évite de prendre des conditions aux limites théoriques (Hauteur constante ou hydrogramme) mis à part à l'aval où nous imposons une cote de surface libre égale à zéro (embouchure au niveau de la mer).Le maillage a été réalisé avec le logiciel **Bleukenue** qui fait partie de la bibliothèque **Telemac**.

La taille de maillage varié entre chaque zone de 10 m à 50 m

La vallée a été représentée par un maillage triangulaire non structuré généré à partir d'un modèle numérique de terrain. Le domaine de calcul comporte 519960 éléments triangulaires, et 261776 nœuds.

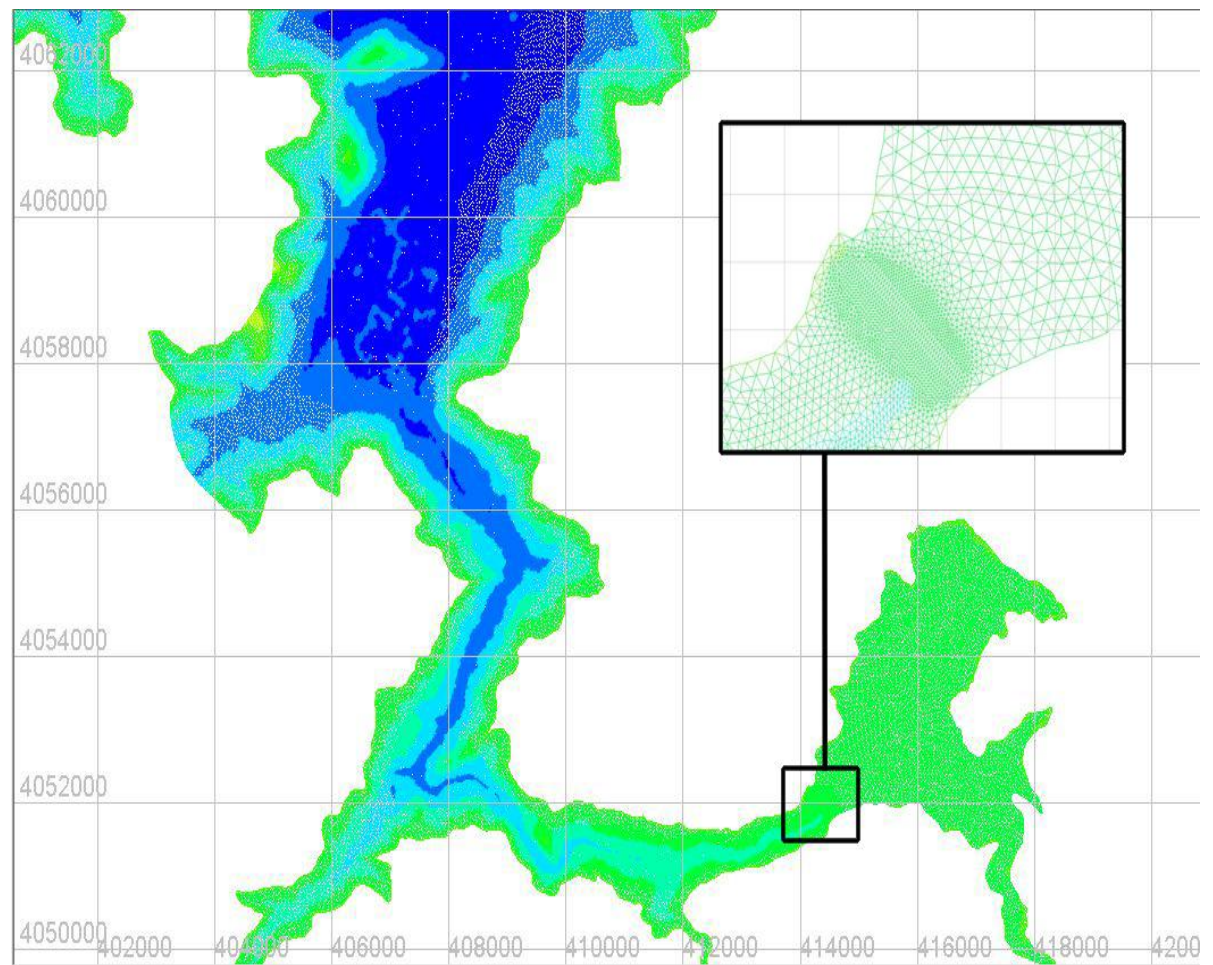
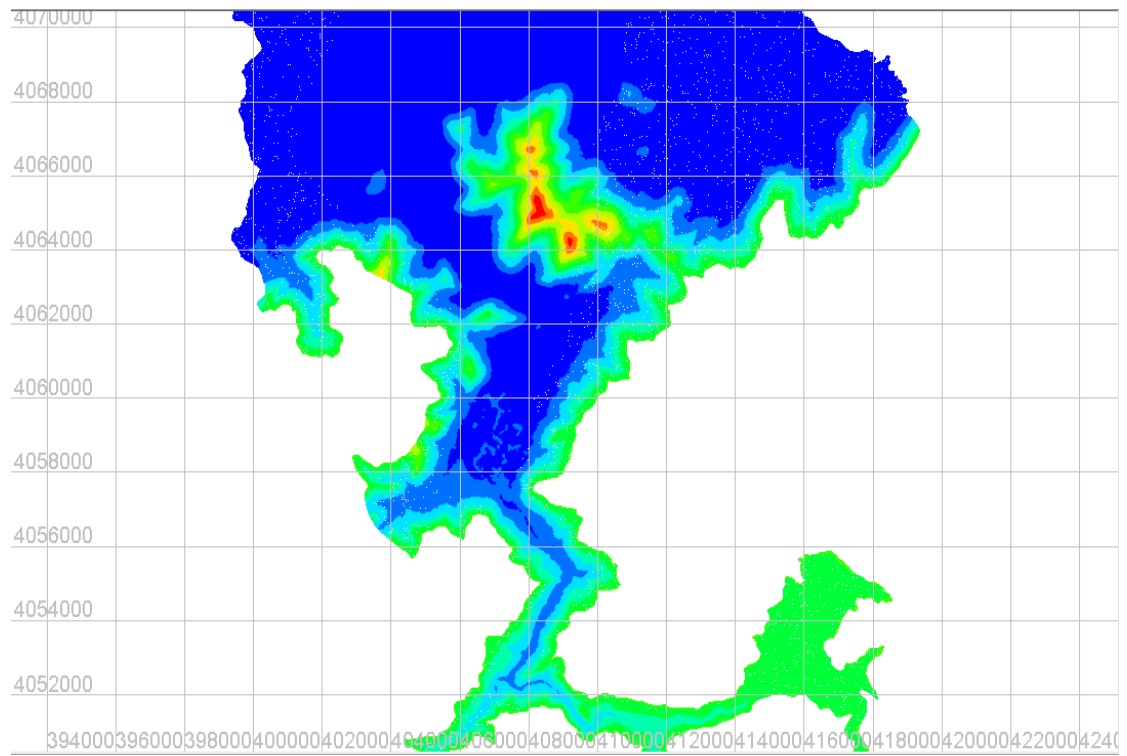


Figure 4.5 : Maillage du domaine en bluekenue

➤ L'hydrogramme de crue

Temps(h)	Q (m ³ /s)	Temps(h)	Q (m ³ /s)
1	0.176	21	566.842
2	3.235	22	467.601
3	17.762	23	388.706
4	59.457	24	325.493
5	151.7	25	274.444
6	325.493	26	232.9
7	617.069	27	198.841
8	1057.775	28	170.725
9	1645.465	29	147.36
10	2293.935	30	127.822
11	2810.245	31	111.389
12	3000	32	97.492
13	2838.107	33	85.677
14	2465.061	34	75.584
15	2037.661	35	66.923
16	1645.465	36	59.457
17	1318.687	37	52.995
18	1057.775	38	47.38
19	852.891	39	42.483
20	692.597	40	38.198

Tableau 4.2 : Hydrogramme de crue

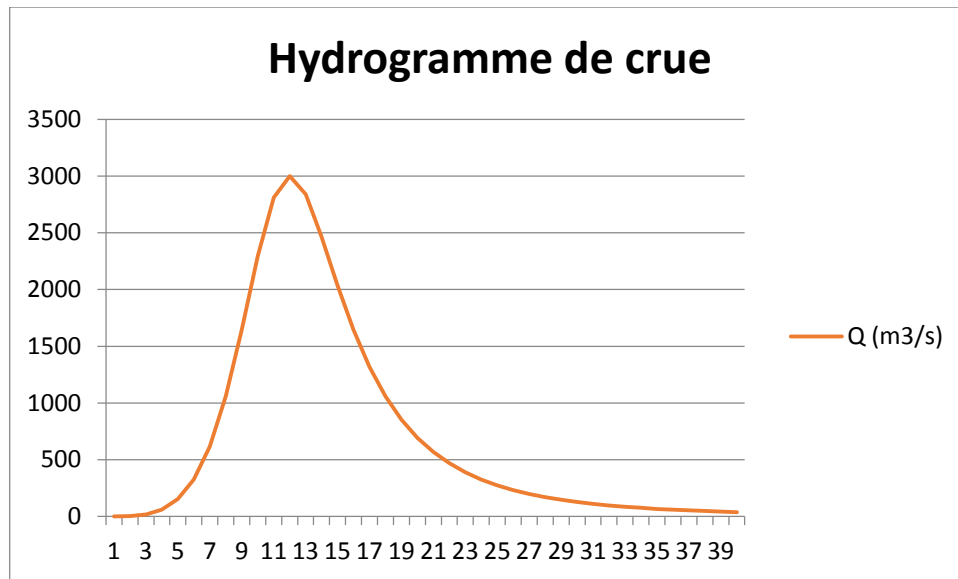


Figure 4.6 : Hydrogramme de crue

6. Représentation les résultats

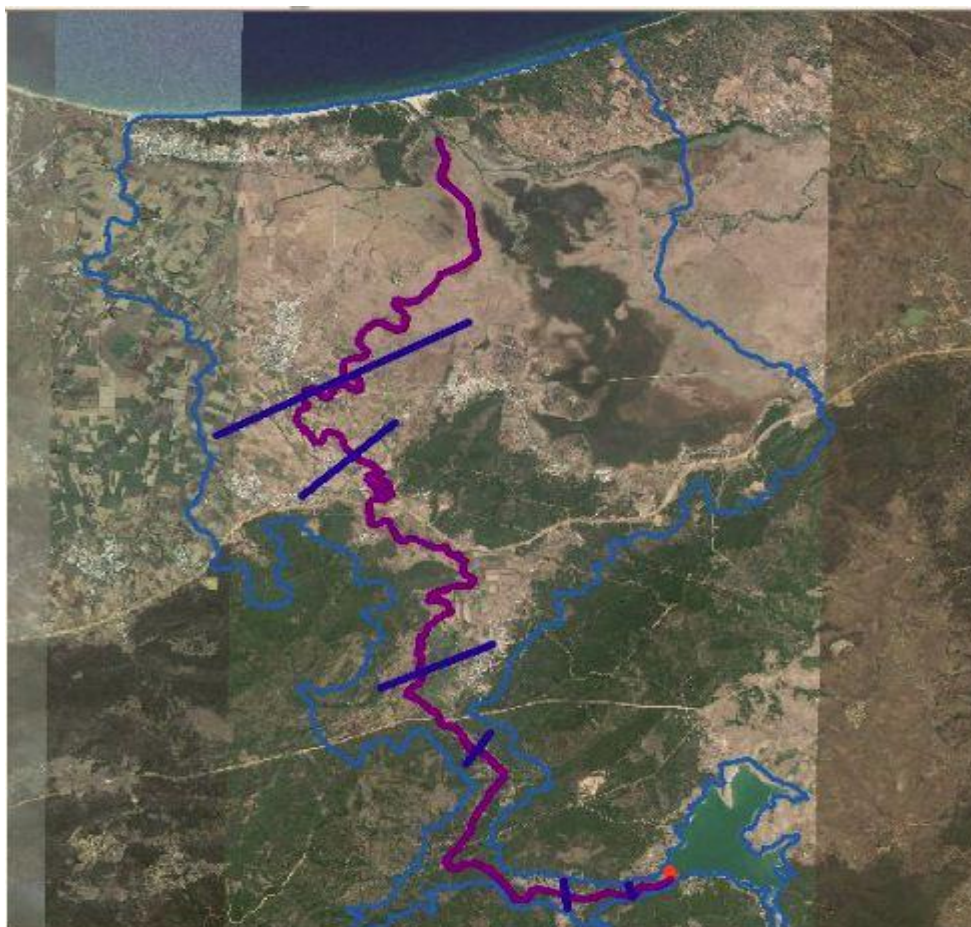


Figure 4.7 : l'emplacement de section

• **Région 01 :**

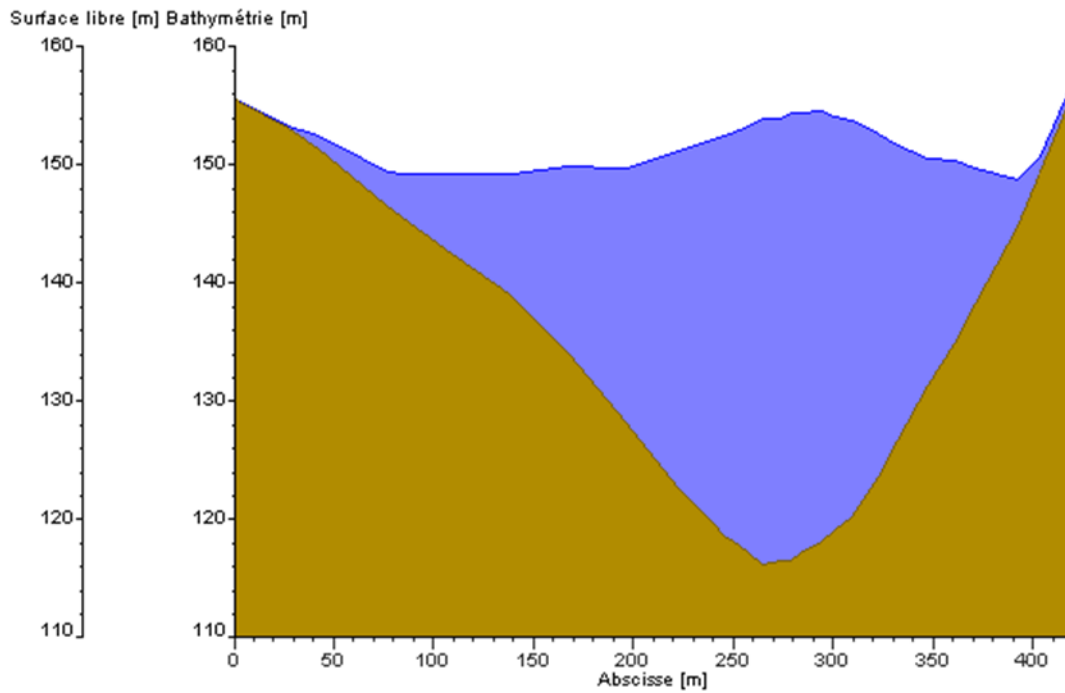


Figure 4.8 : section 01

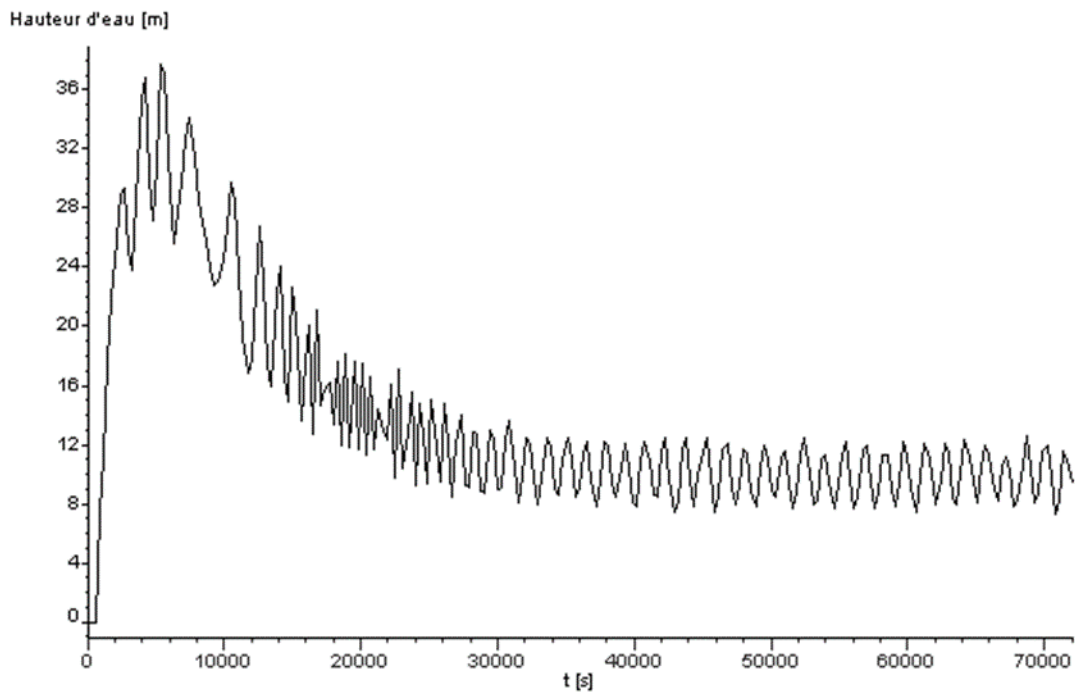


Figure 4.9 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 01

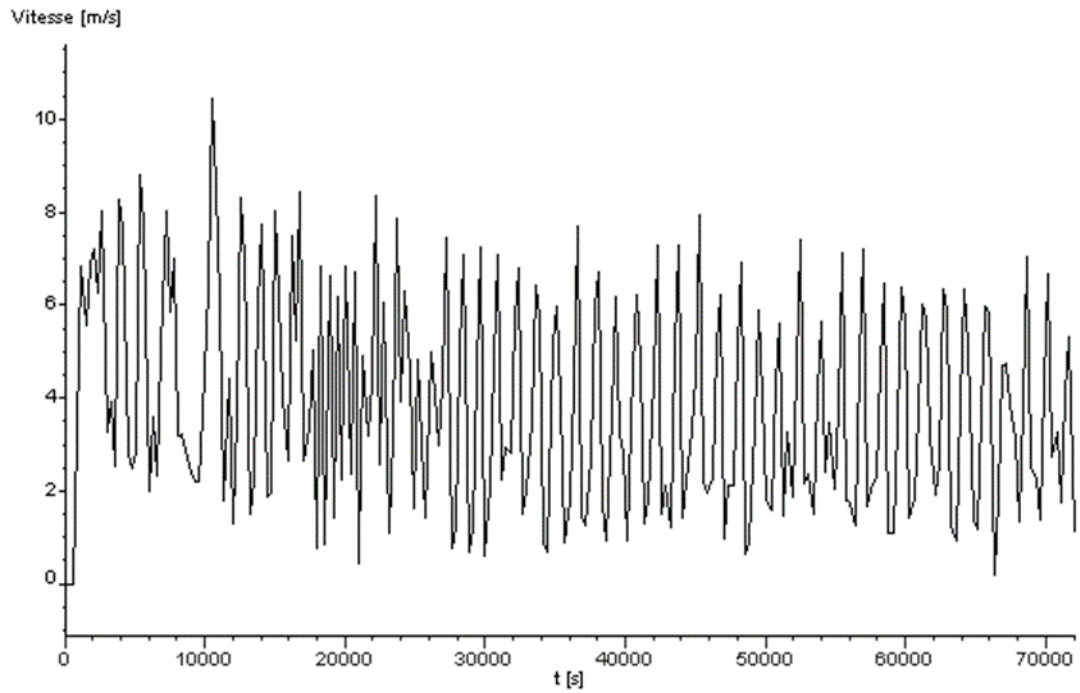


Figure 4.10 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 01

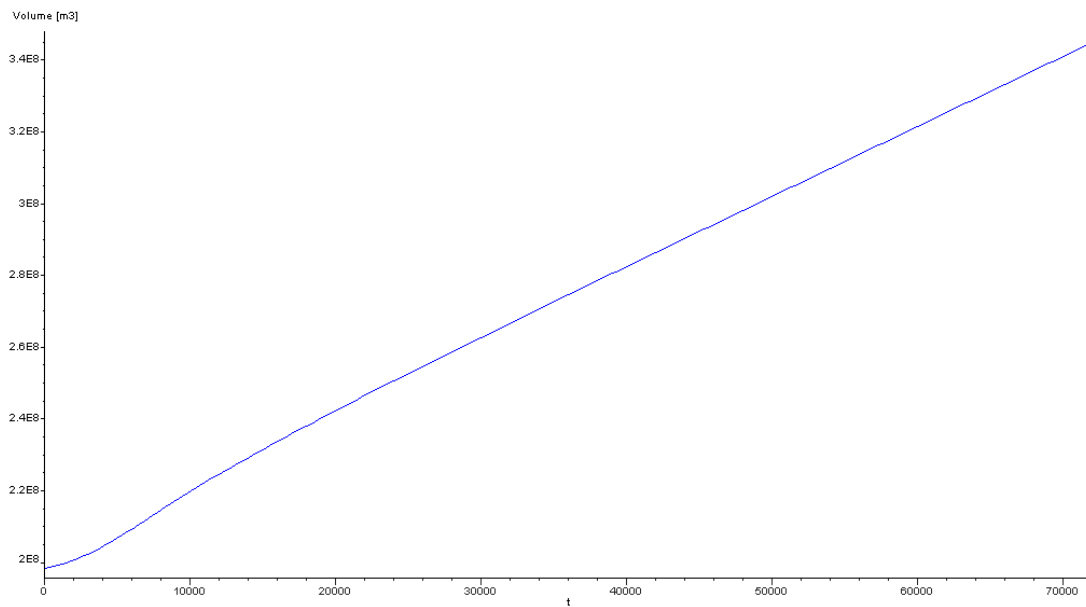


Figure 4.11 : volume évacué cumulé de section 01

• **Région 02 :**

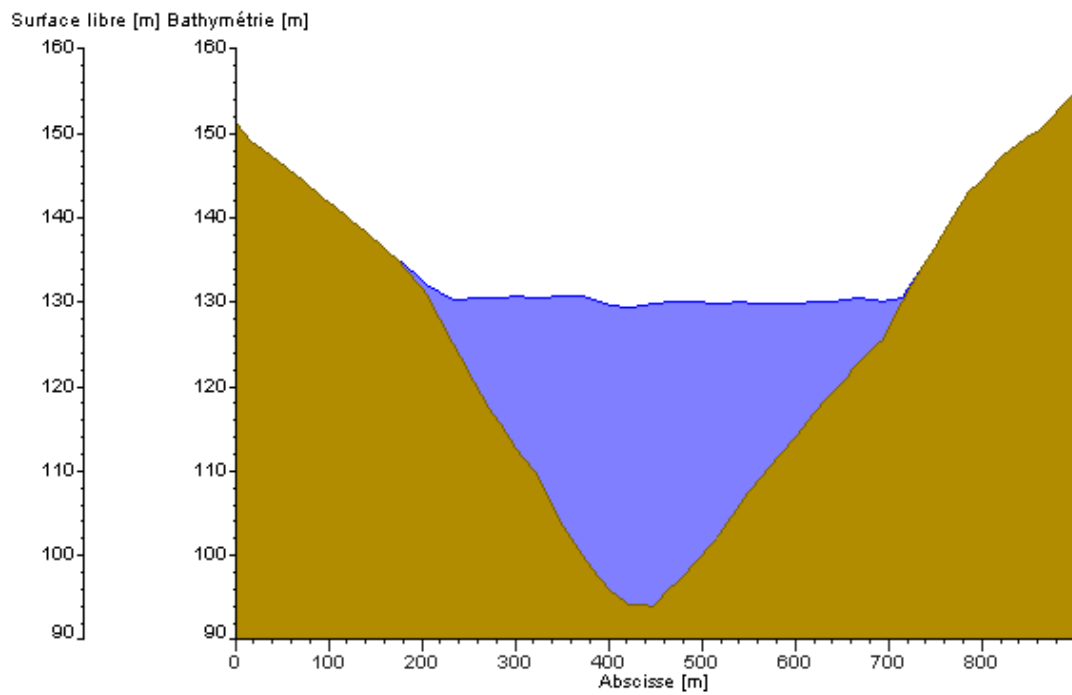


Figure 4.12 : section 02

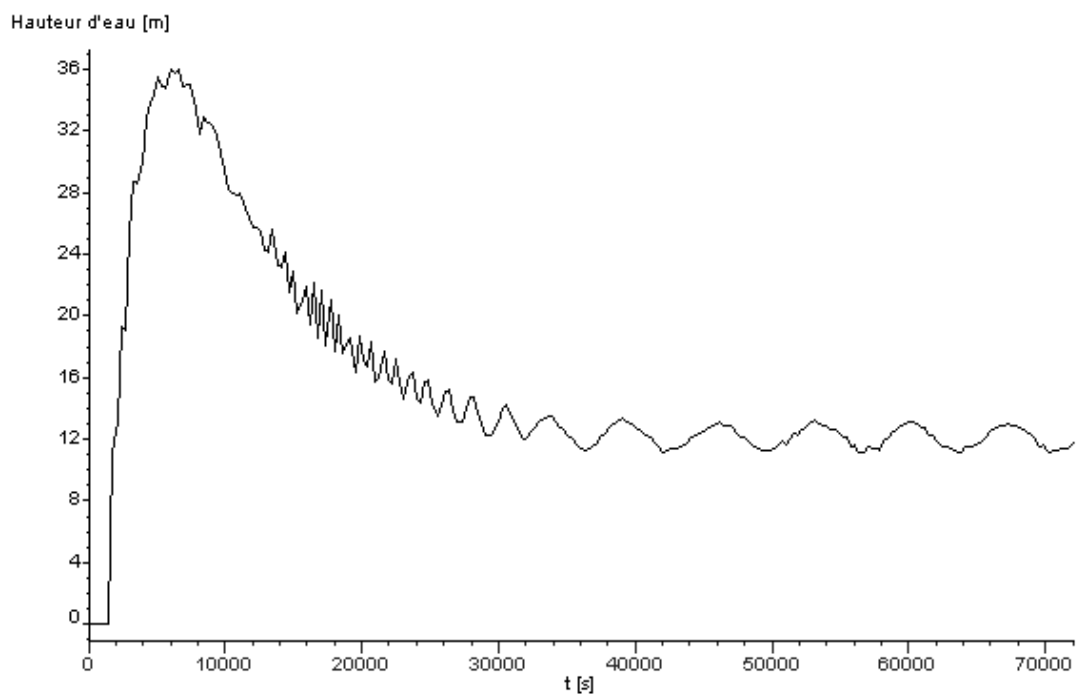


Figure 4.13 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 02

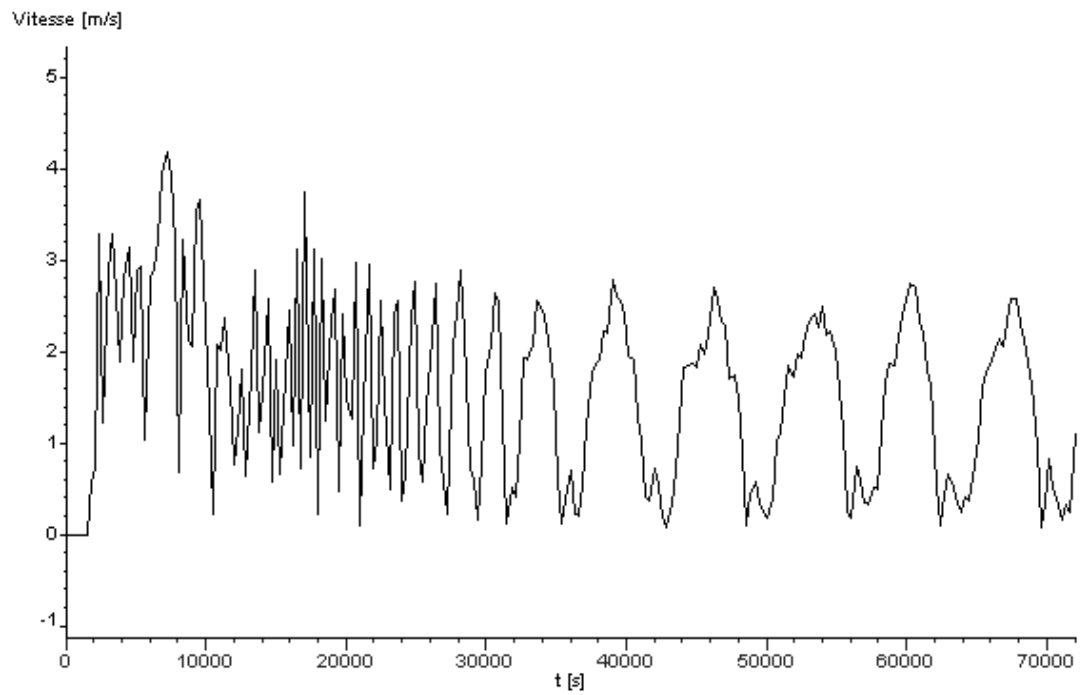


Figure 4.14 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 02

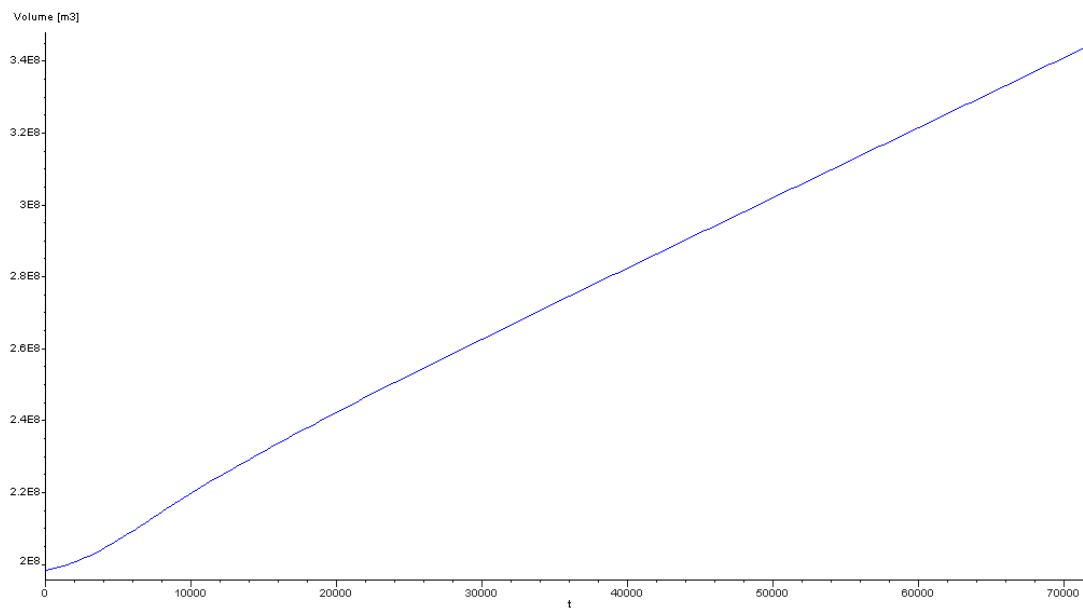


Figure 4.15 : volume évacué cumulé de section 02

• **Région 03 :**

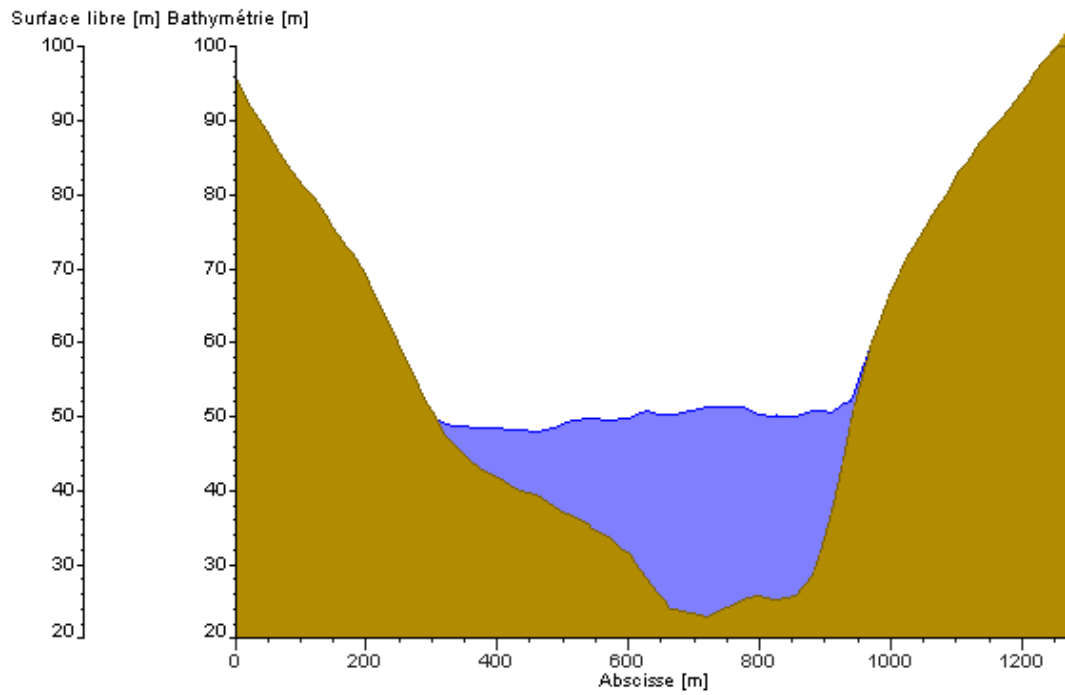


Figure 4.16 : section 03

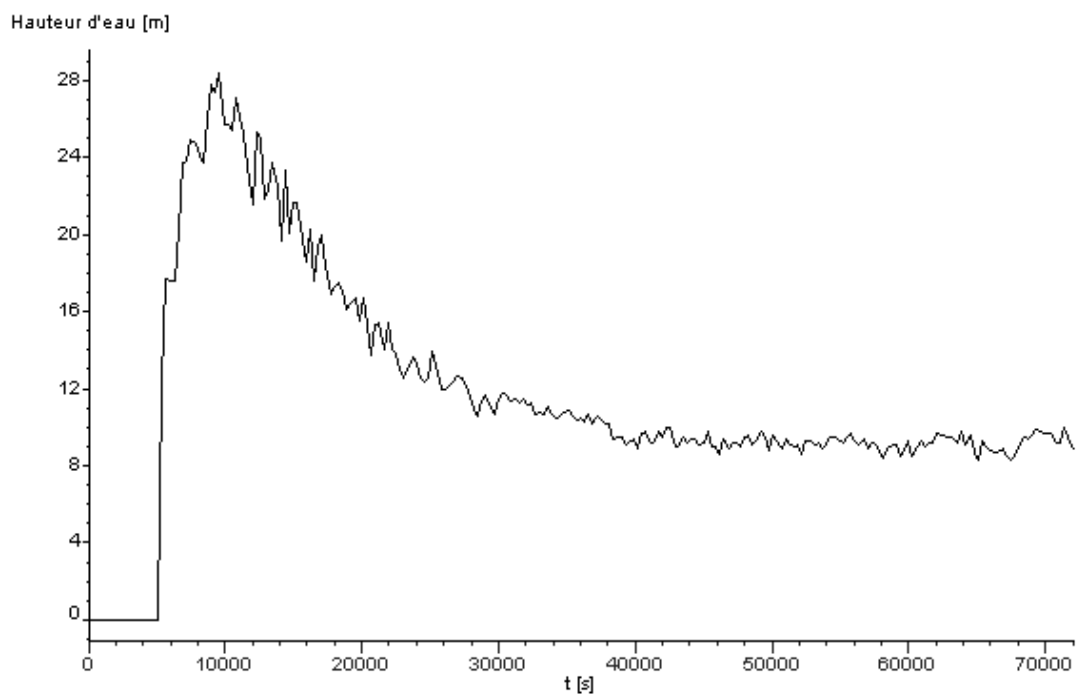


Figure 4.17 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 03

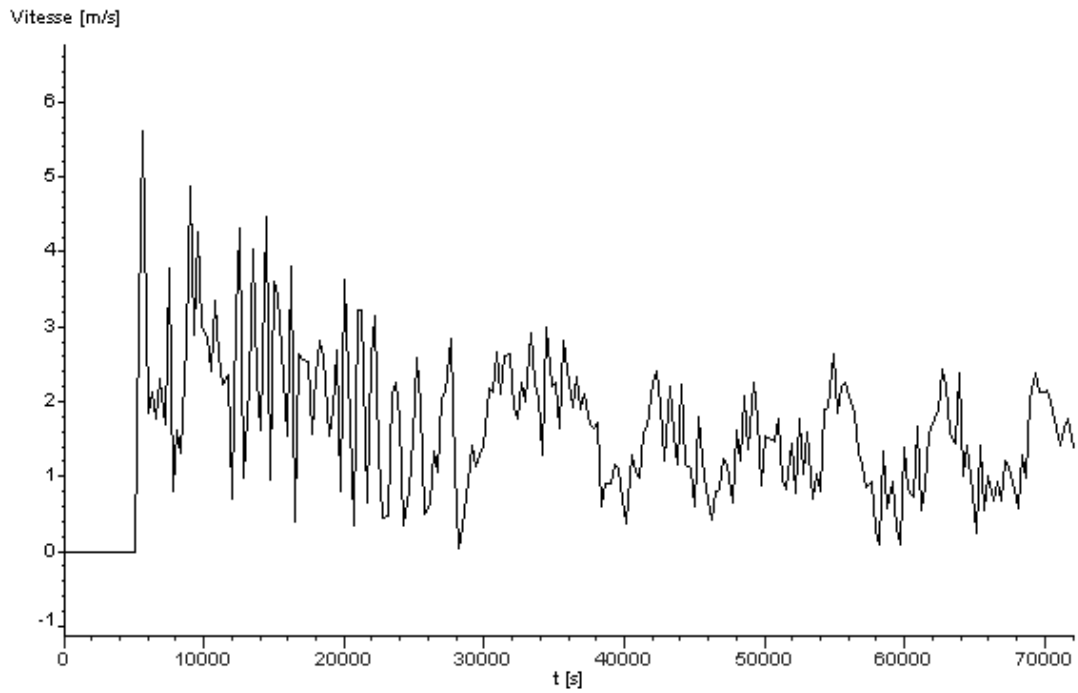


Figure 4.18 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 03

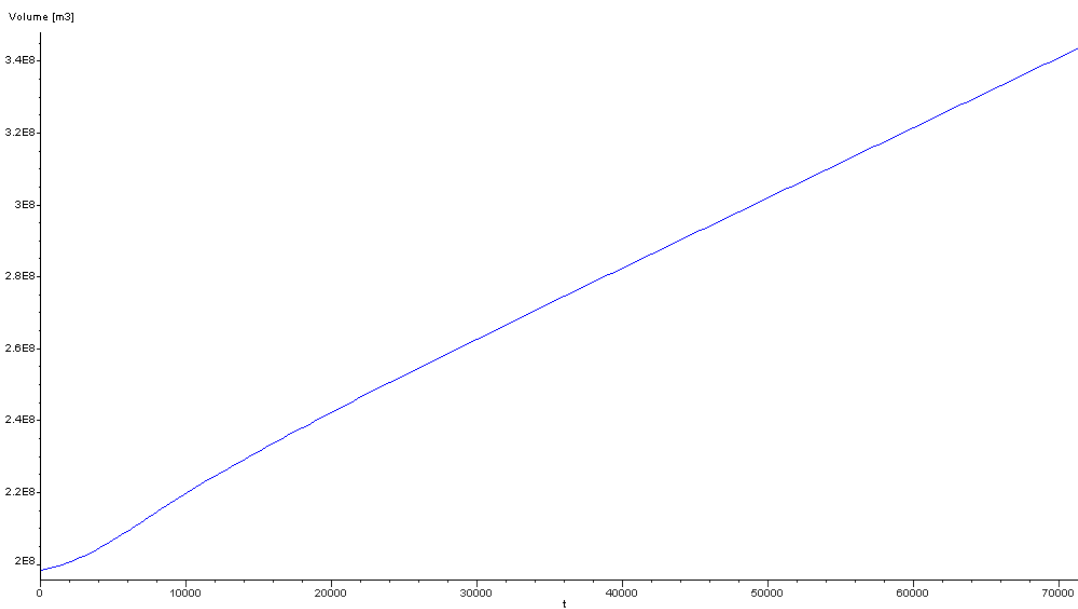


Figure 4.19 : volume évacué cumulé de section 03

• **Région 04 : El Asfour**

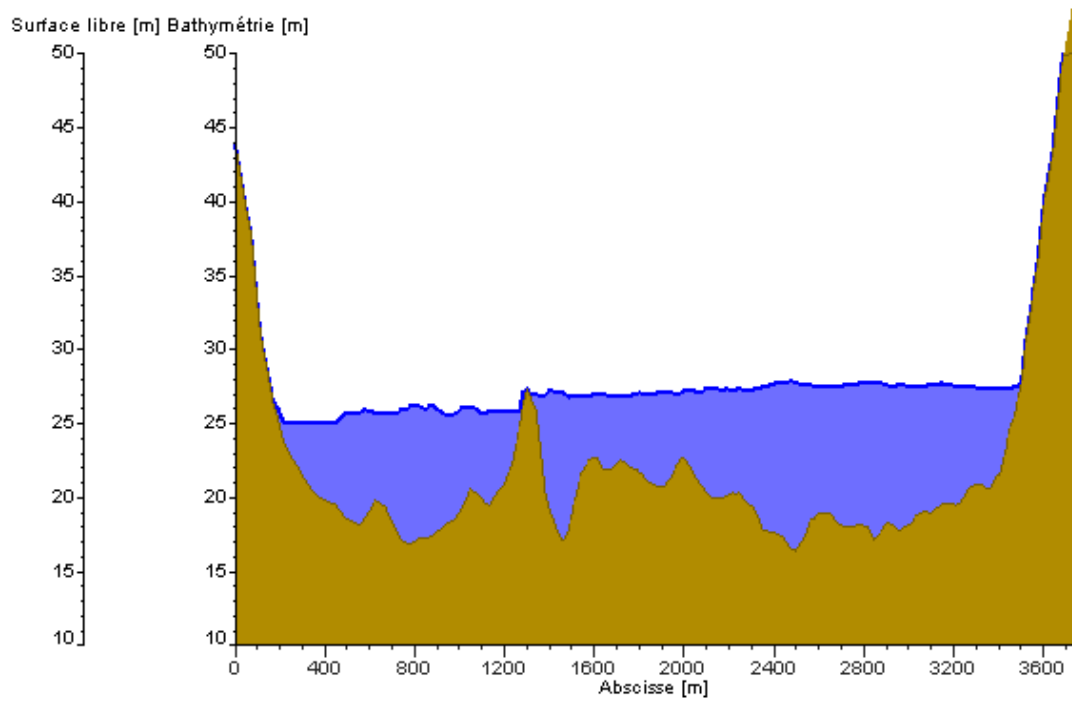


Figure 4.20 : section 04

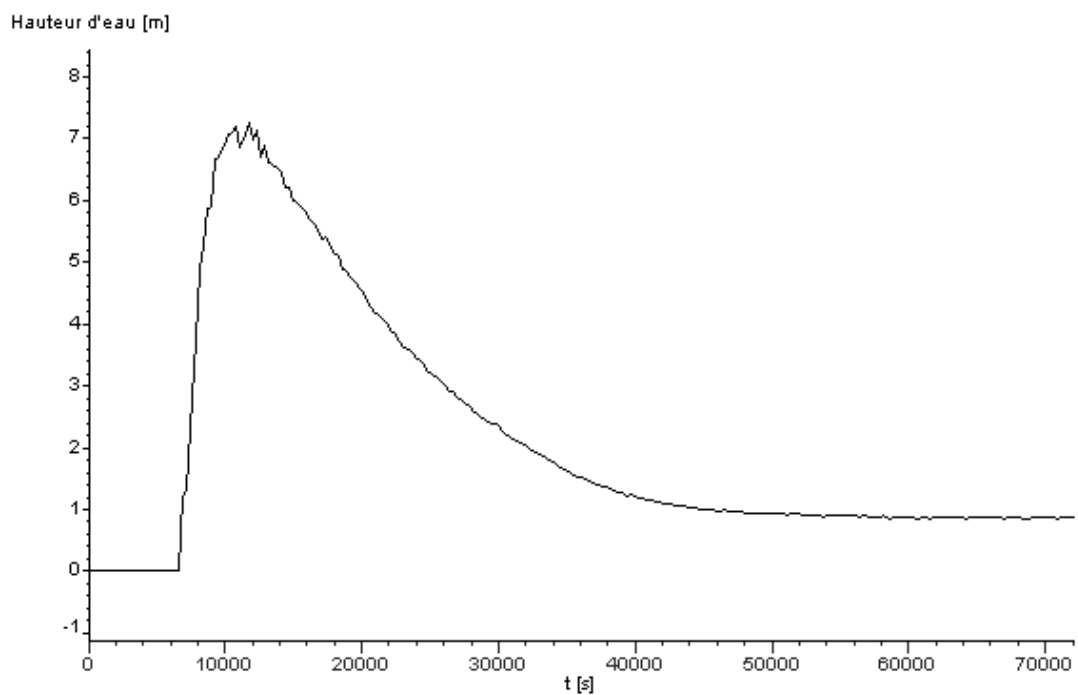


Figure 4.21 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 04

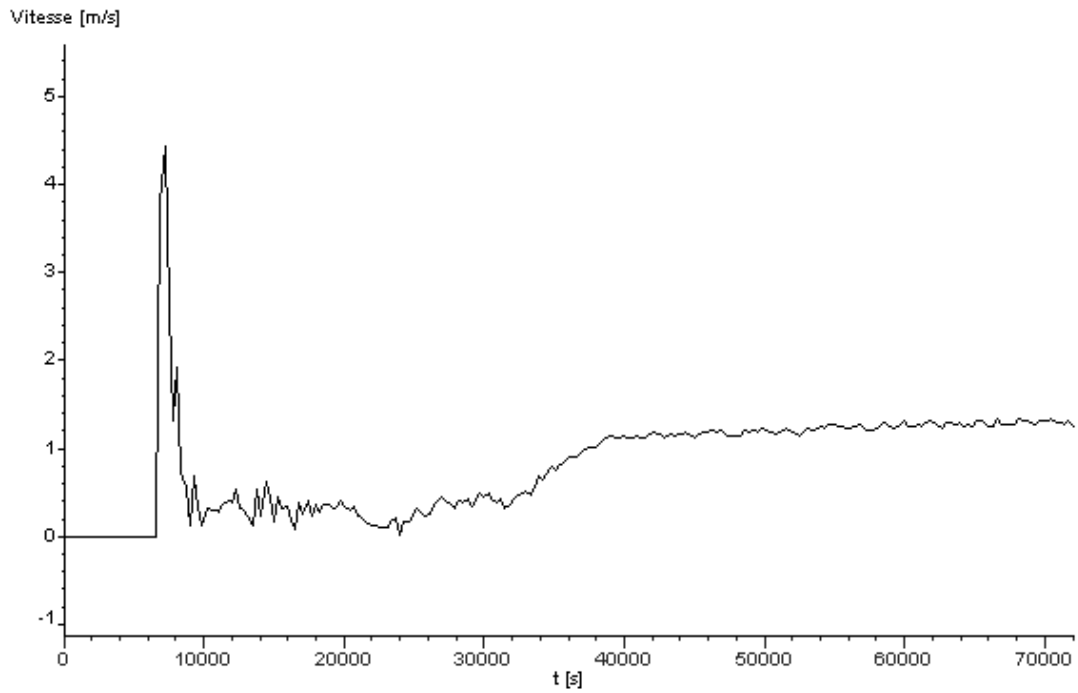


Figure 4.22 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 04

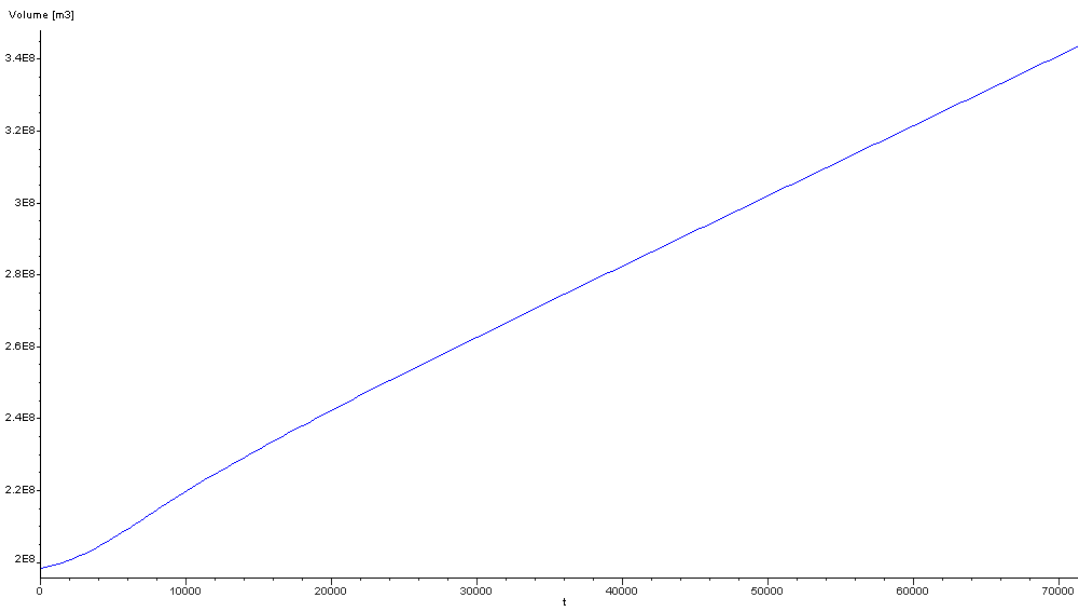


Figure 4.23 : volume évacué cumulé de section 04

• **Région 05 : Zrizer**

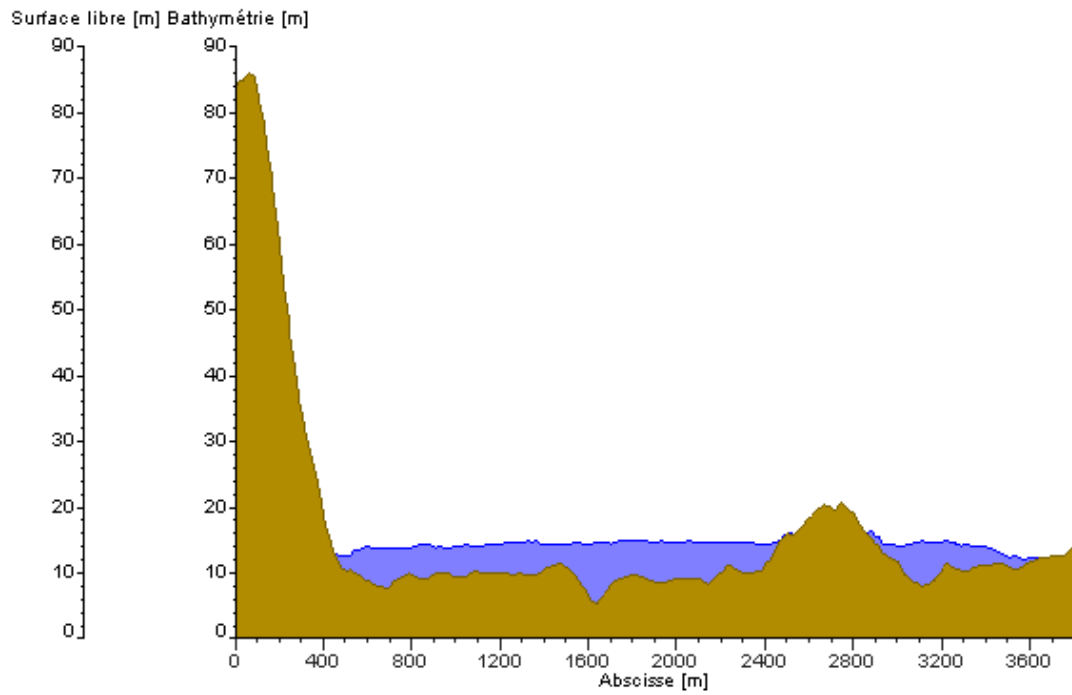


Figure 4.24 : section 05

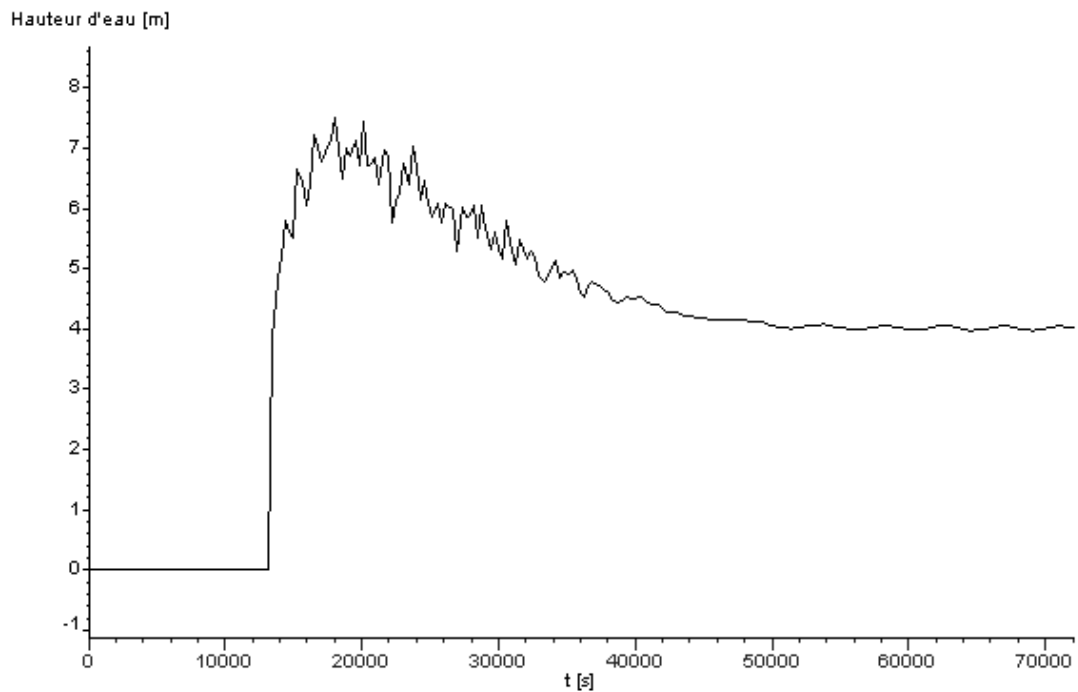


Figure 4.25 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 05

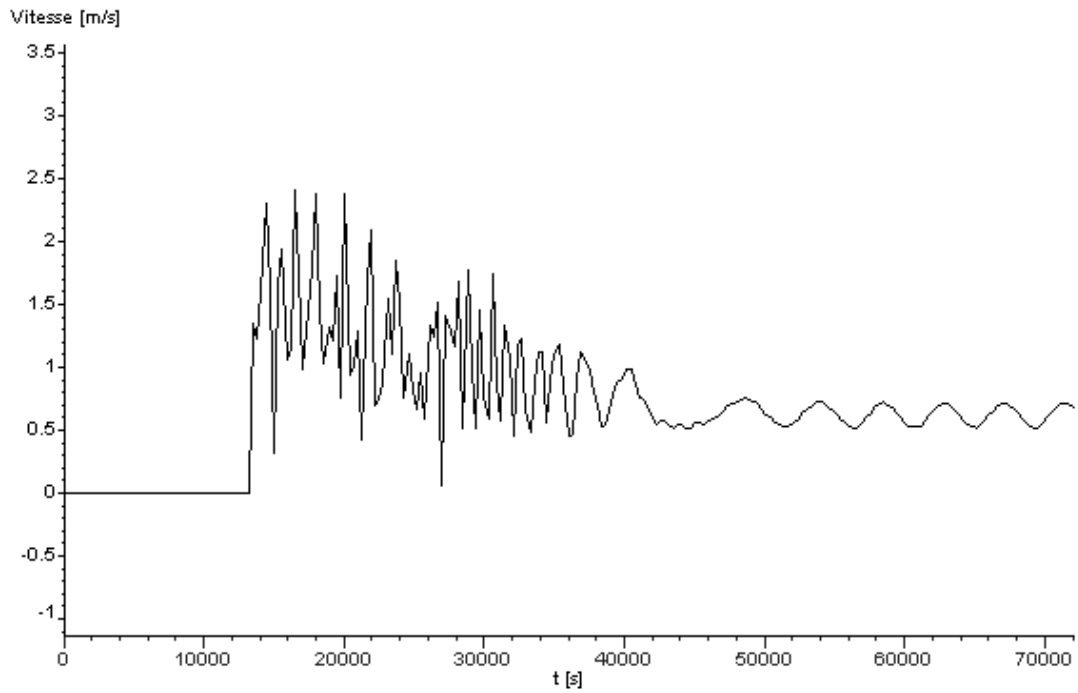


Figure 4.26 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 05

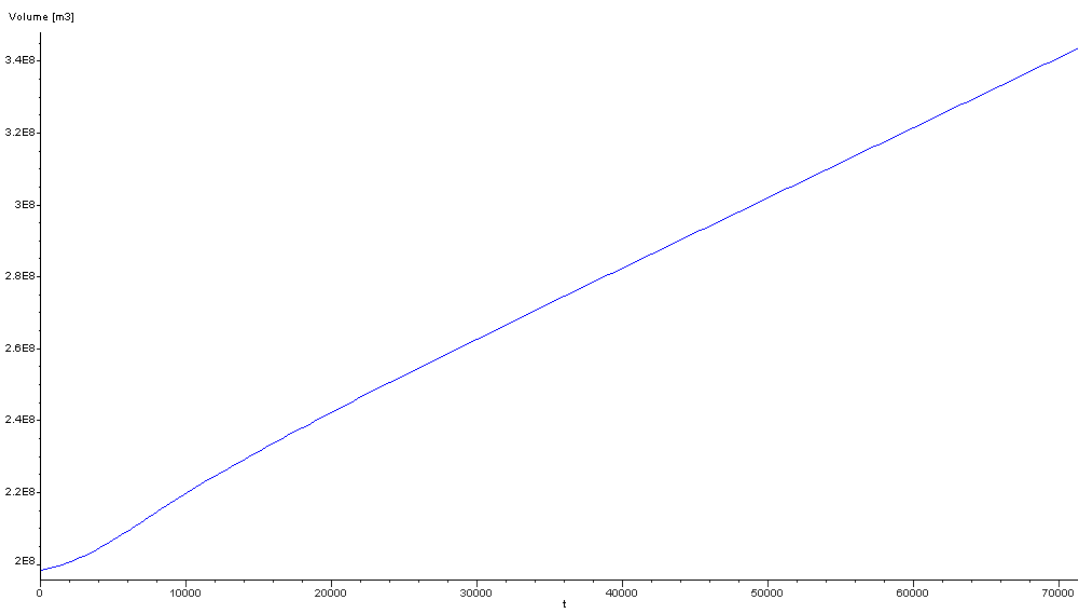


Figure 4.27 : volume évacué cumulé de section 05

• **Région 06 : Ben Mhidi**

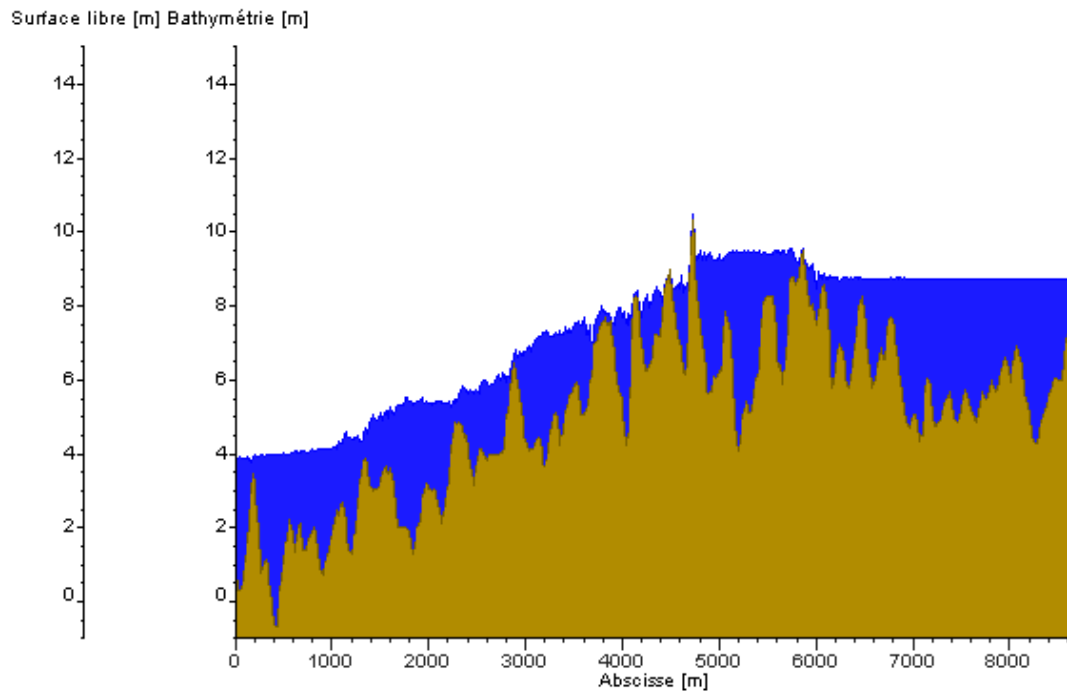


Figure 4.28 : section 06

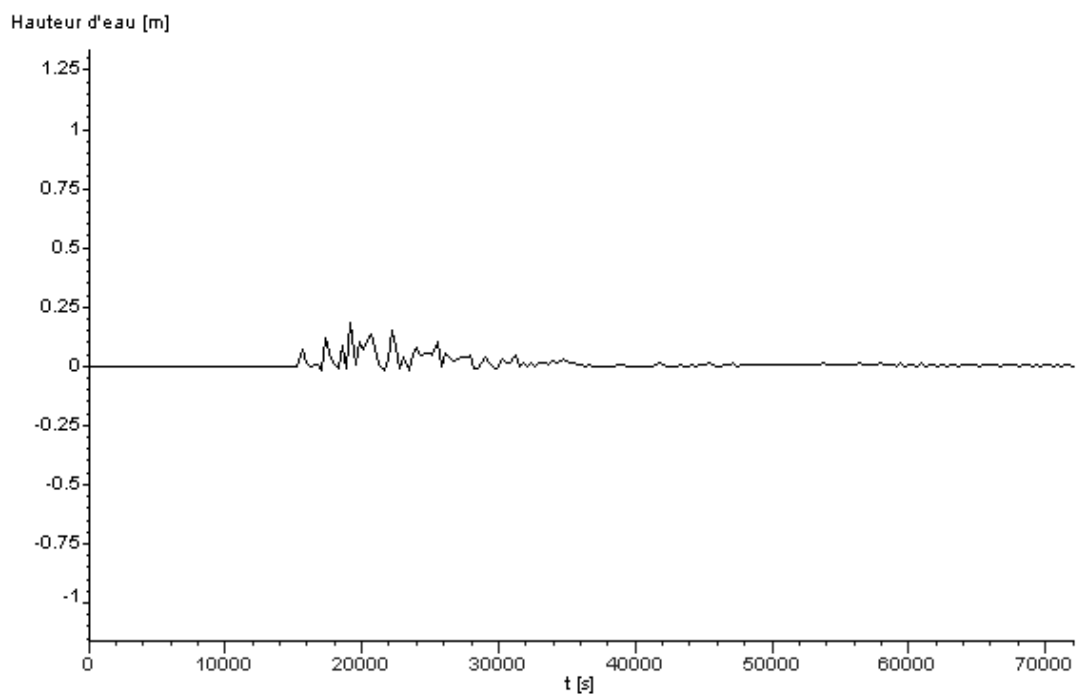


Figure 4.29 : Variation la hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 06

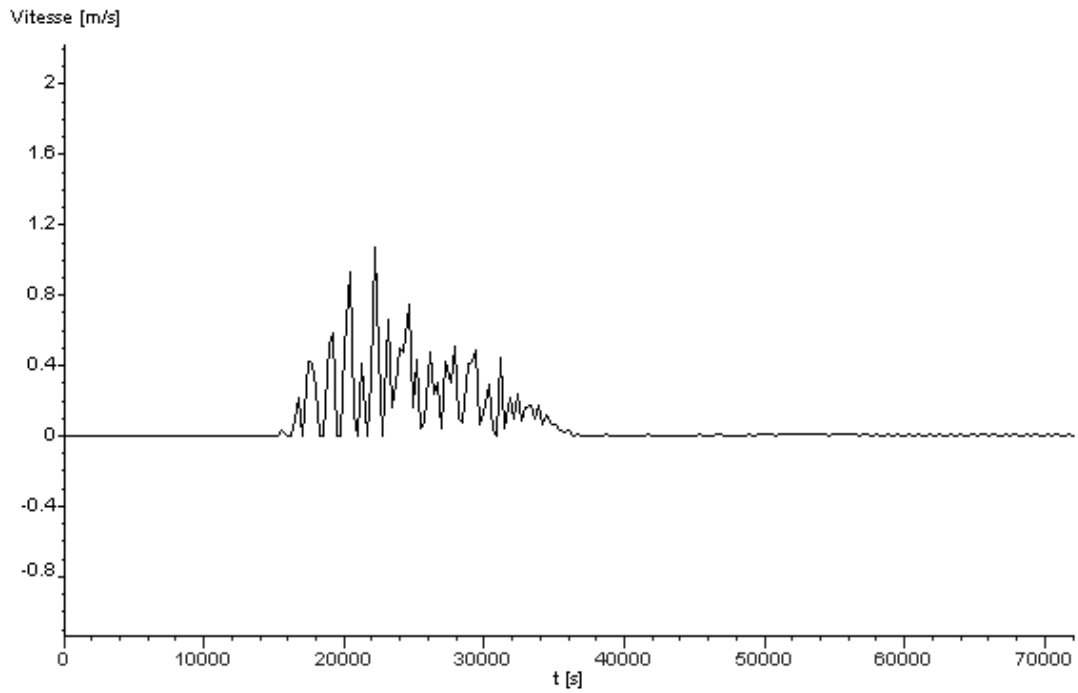


Figure 4.30 : Variation la vitesse de l'écoulement à l'aval du barrage au centre de la section 06

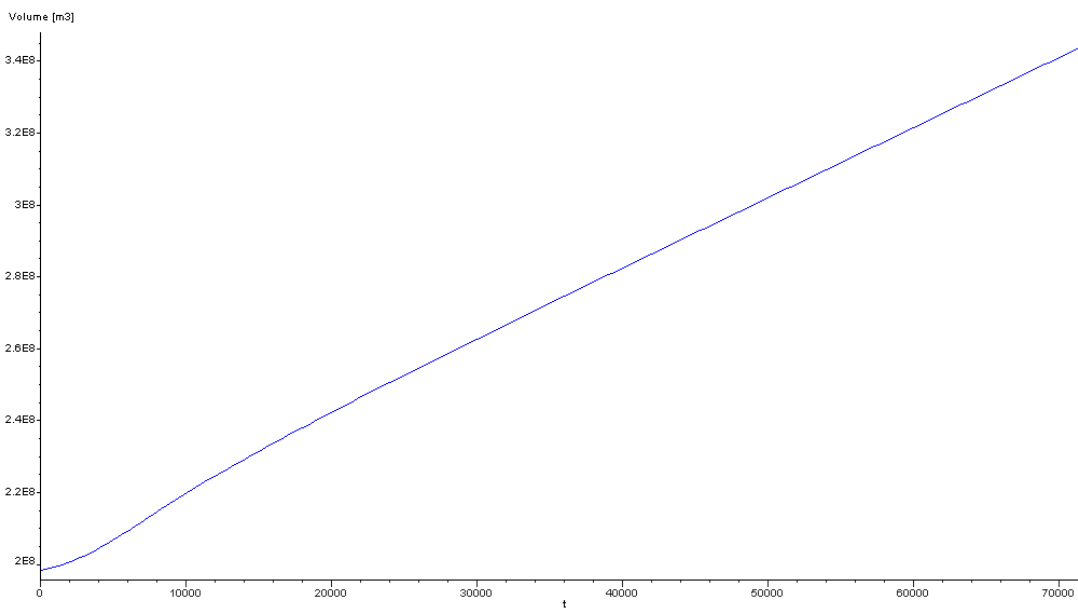


Figure 4.31 : volume évacué cumulé de section 06

- **Courbe de la hauteur et vitesse maximal :**

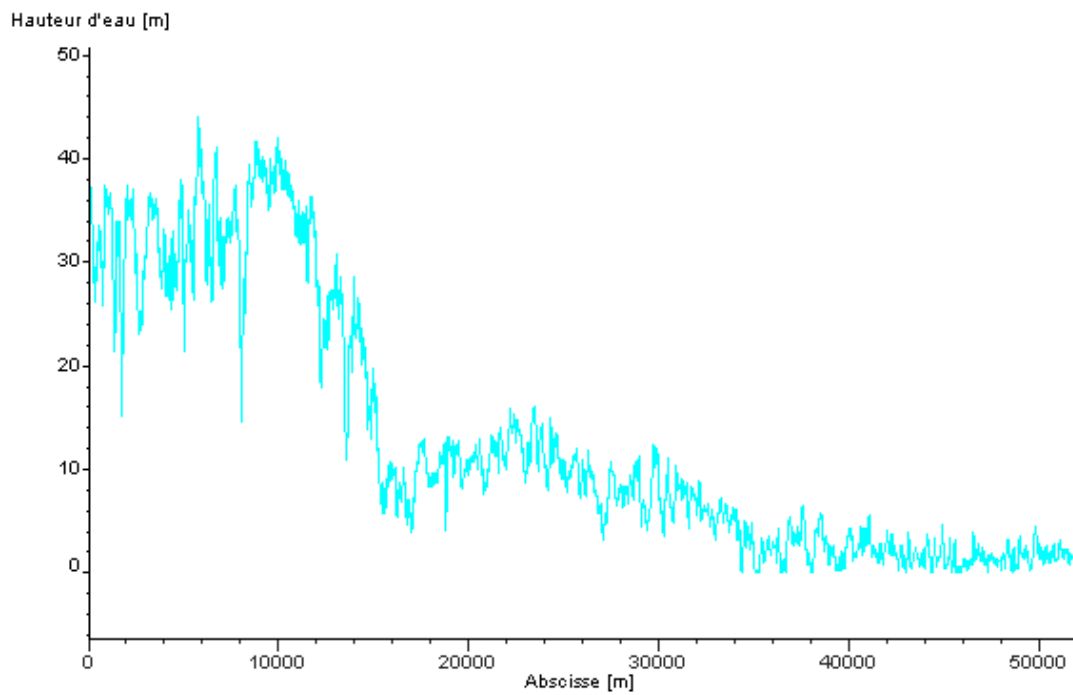


Figure 4.32 : Variation la hauteur d’eau maximale de l’écoulement à l’aval du barrage

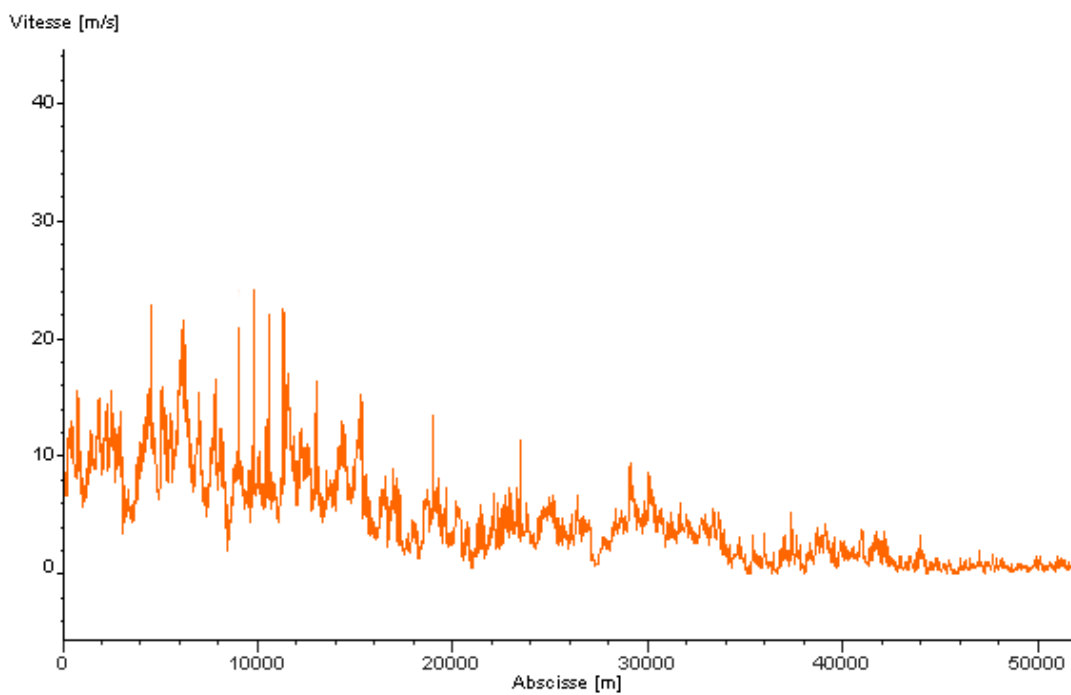


Figure 4.33 : Variation la vitesse maximale de l’écoulement à l’aval du barrage

7. Résultat et discussion

Le tronçon de calcul devrait aller de l'extrémité amont de la retenue du barrage jusqu'à l'embouchure de l'oued Bounamoussa dans la Méditerranée.

Il a été découpé en deux tronçons : un tronçon a été tracé sur la partie amont de barrage (cuvette), et second sur la partie aval de barrage (cour d'eau) pour simuler l'onde de crue due à la rupture du barrage.

Il s'agit d'une rupture progressive de barrage cheffia.

Les résultats obtenus par la simulation numérique, à partir de l'étude de l'onde de rupture pour une valeur fixe du coefficient de Strickler, et ce suivant les instants respectives $t=15\text{min}$, 30min , 90min , 2h , 4h , 5h .

À l'instant de $t=15\text{min}$ le tirant d'eau atteint la valeur $h= 10.078\text{ m}$ et une vitesse de $v= 3.012\text{ m/s}$. et en $t= 30\text{ min}$, l'onde de rupture a un tirant d'eau $h=12.454\text{ m}$ et $v= 3.407\text{ m/s}$. la hauteur d'eau arrive à $h=15.086\text{ m}$ avec un vitesse d'écoulement $v=5.208\text{ m/s}$ pour un instant $t= 90\text{ min}$. El Asfour est atteinte par l'onde de rupture d'un tirant d'eau plus élevé $h=15.821\text{ m}$ et une vitesse aussi élevée $v=9.259\text{m/s}$ après $t= 2\text{h}$. Zrizer et Ben Mhidi sont atteints par l'onde de rupture d'un tirant d'eau respectivement $h=7.141\text{ m}$ et $h=5.966\text{ m}$, vitesse de $v=6.129\text{ m/s}$ et $v=3.125\text{ m/s}$ après $t= 4\text{h}$ et $t= 5\text{h}$ respectivement.

La variation de la hauteur n'est pas uniforme, c'est-à-dire, qu'elle n'est pas toujours décroissante. Cette variation est due au relief, lorsqu'on est face à une zone étroite et après devient plate, au début, la hauteur d'eau augmente lentement et après commence à diminuer dans les zones plates, même chose pour la vitesse d'écoulement.

Les figures (Figure 4.9, Figure 4.13, Figure 4.17, Figure 4.21, Figure 4.25, Figure 4.29) montrent la variation de la hauteur d'eau d'écoulement de toutes les sections, et les figures (Figure 4.10, Figure 4.14, Figure 4.18, Figure 4.22, Figure 4.26, Figure 4.30) montrent aussi sa variation de vitesse

Les figures suivantes (Figure 4.11, Figure 4.15, Figure 4.19, Figure 4.23, Figure 4.27 et Figure 4.31) indique que le volume évacué cumulé dans le cour d'eau presque le même (volume cumulé entrent= volume cumulé sortent).

L'intensité de submersion est définie comme le produit de la vitesse (v) d'écoulement par la hauteur d'eau (h), déterminées par un calcul de l'onde de submersion.

le tableau récapitulative de la hauteur, vitesse et intensité :

le temps	La hauteur d'eau	la vitesse	L'intensité
15min	10.078	3.012	30.355
30min	12.454	3.407	42.431
90min	15.086	5.208	78.568
2h	15.821	9.259	146.487
4h	7.141	6.129	43.767
5h	5.966	3.125	18.644

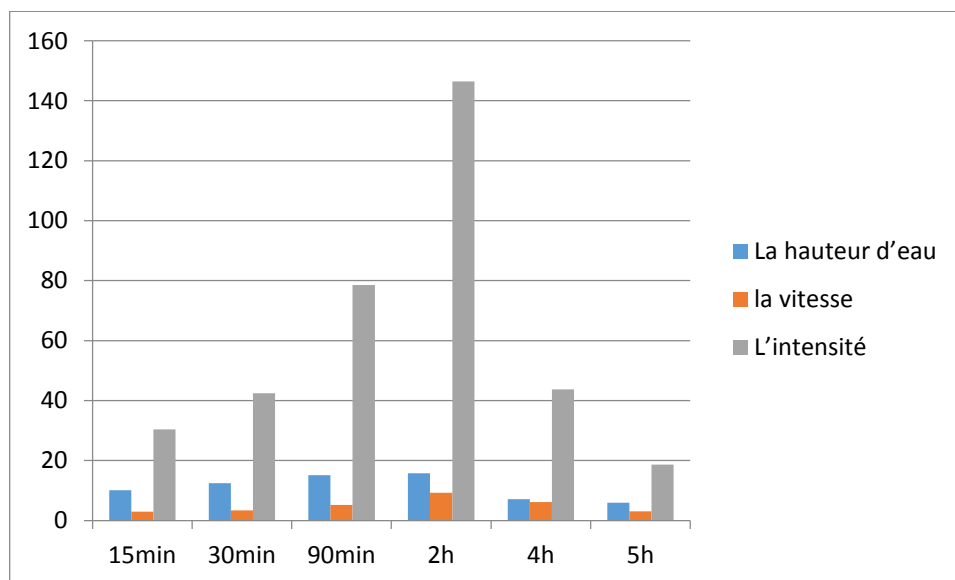


Figure 4.34 : représentation de la hauteur, vitesse et l'intensité dans chaque section

Les figures suivantes représentent l'irrégularité du régime de ces trois facteurs (la hauteur d'eau, la vitesse et l'intensité) le long du cours de l'oued. L'effet de la pente est un facteur plus important sur cette irrégularité

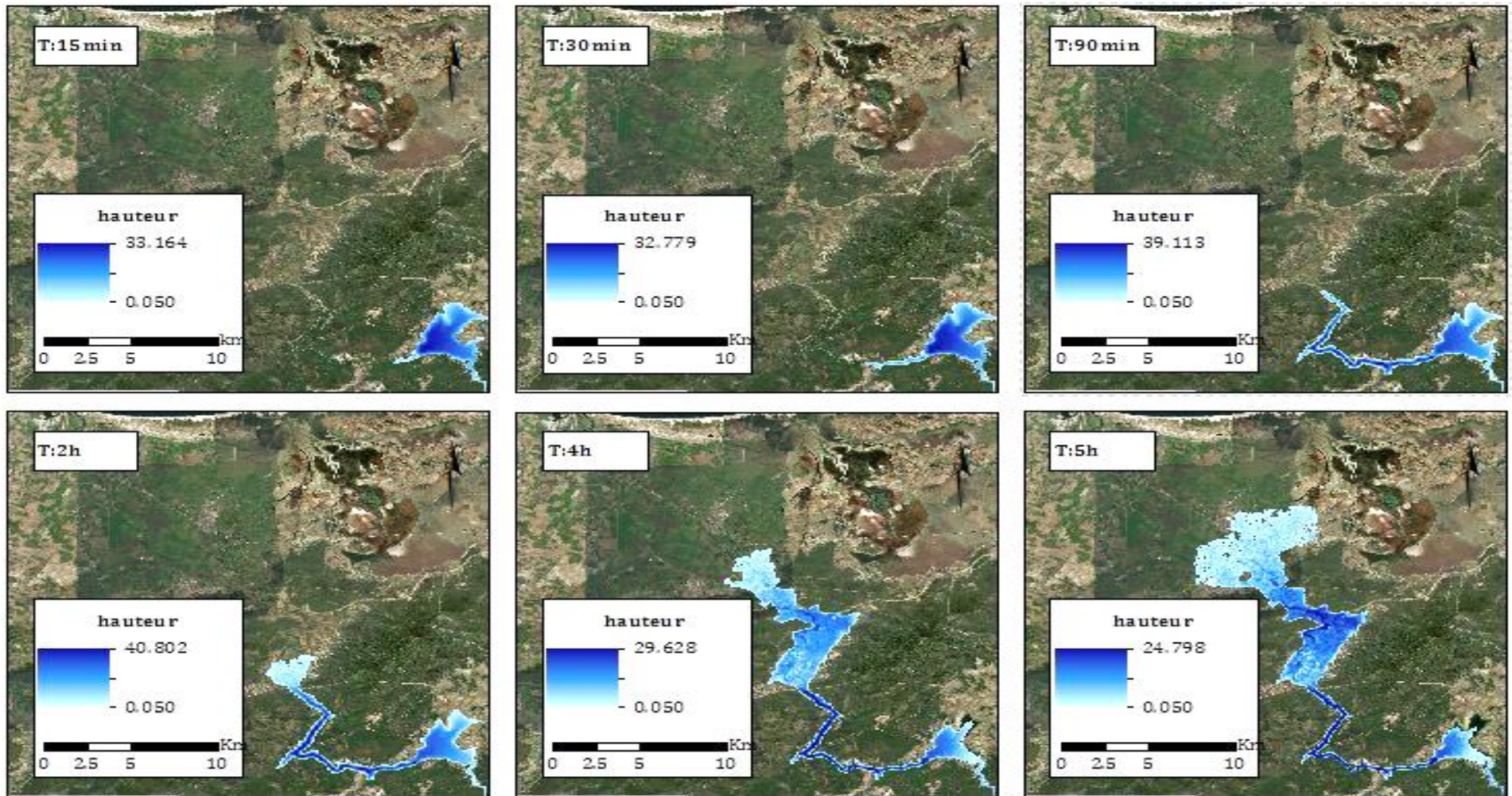


Figure 4.35 : hauteur d'eau après la rupture des barrages cheffia

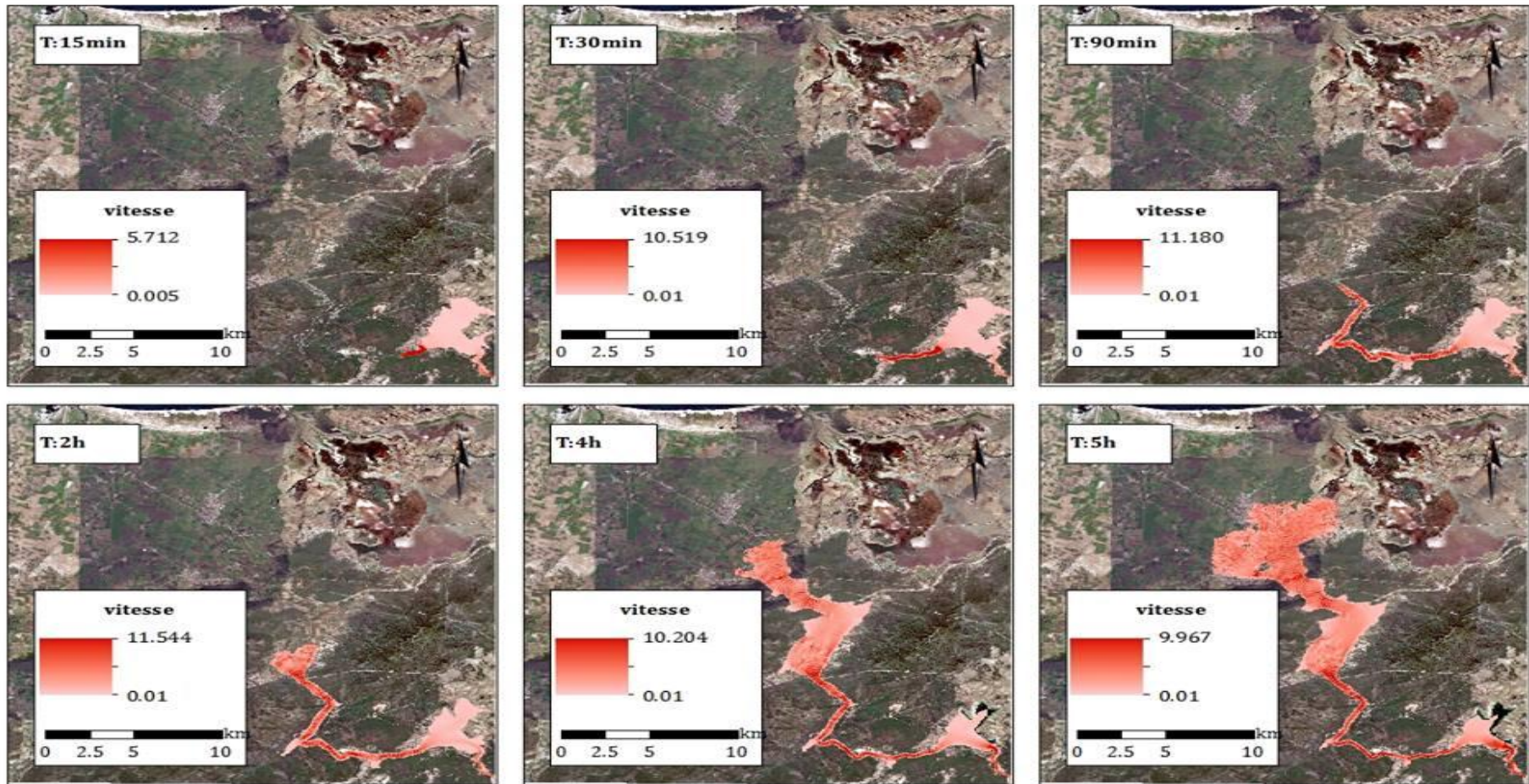


Figure 4.36 : de vitesse après la rupture des barrages

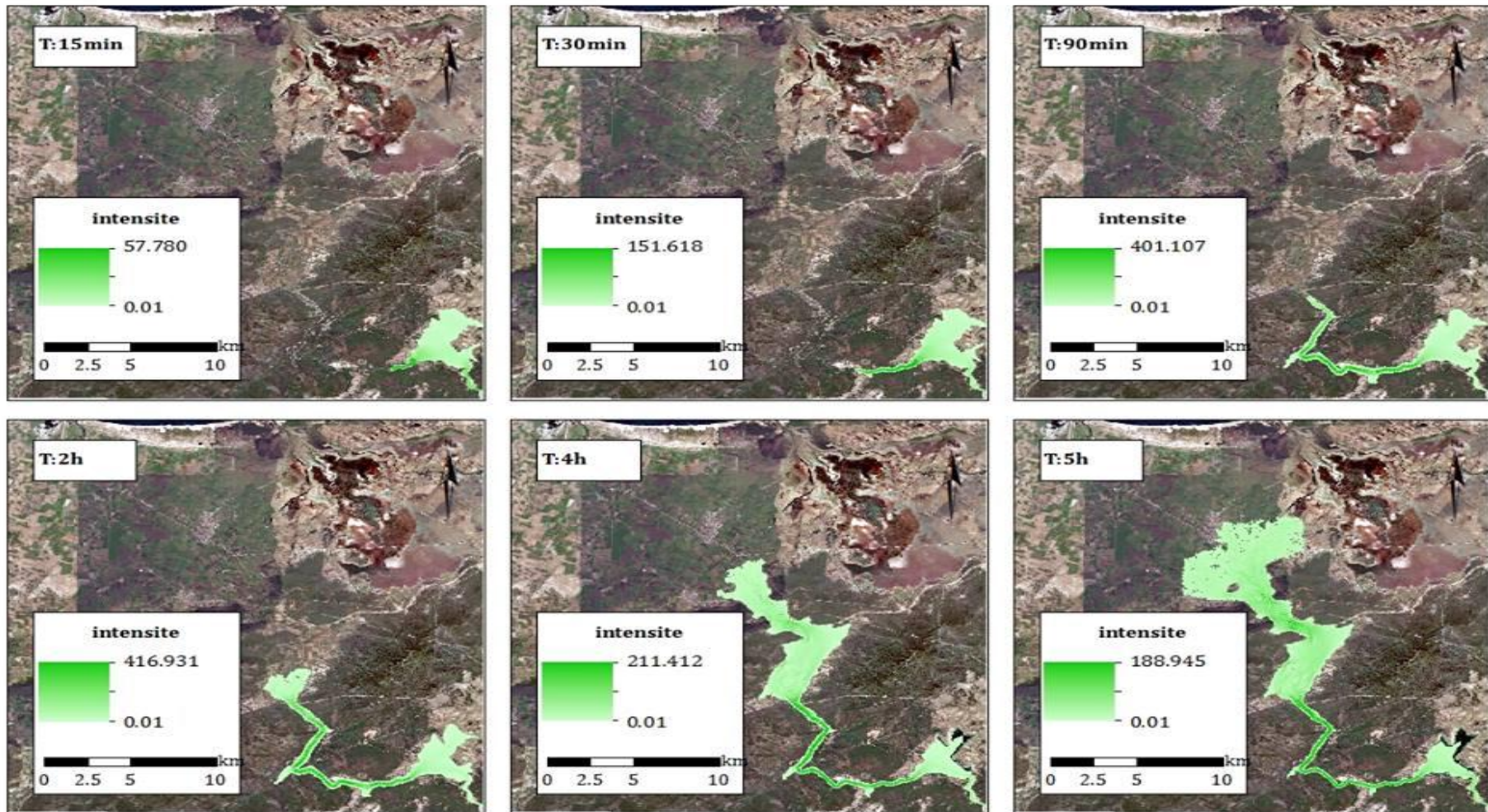


Figure 4.37 : l'intensité de submersion après la rupture des barrages

La hauteur d'eau, vitesse, et intensité maximales atteintes sont de 45.633 m, 25.866 m/s et 814.196 m²/s respectivement et la hauteur d'eau, vitesse et l'intensité minimale atteintes 0.01 de chacun d'eux.

La carte suivante représente le maximum de hauteur, vitesse et intensité :

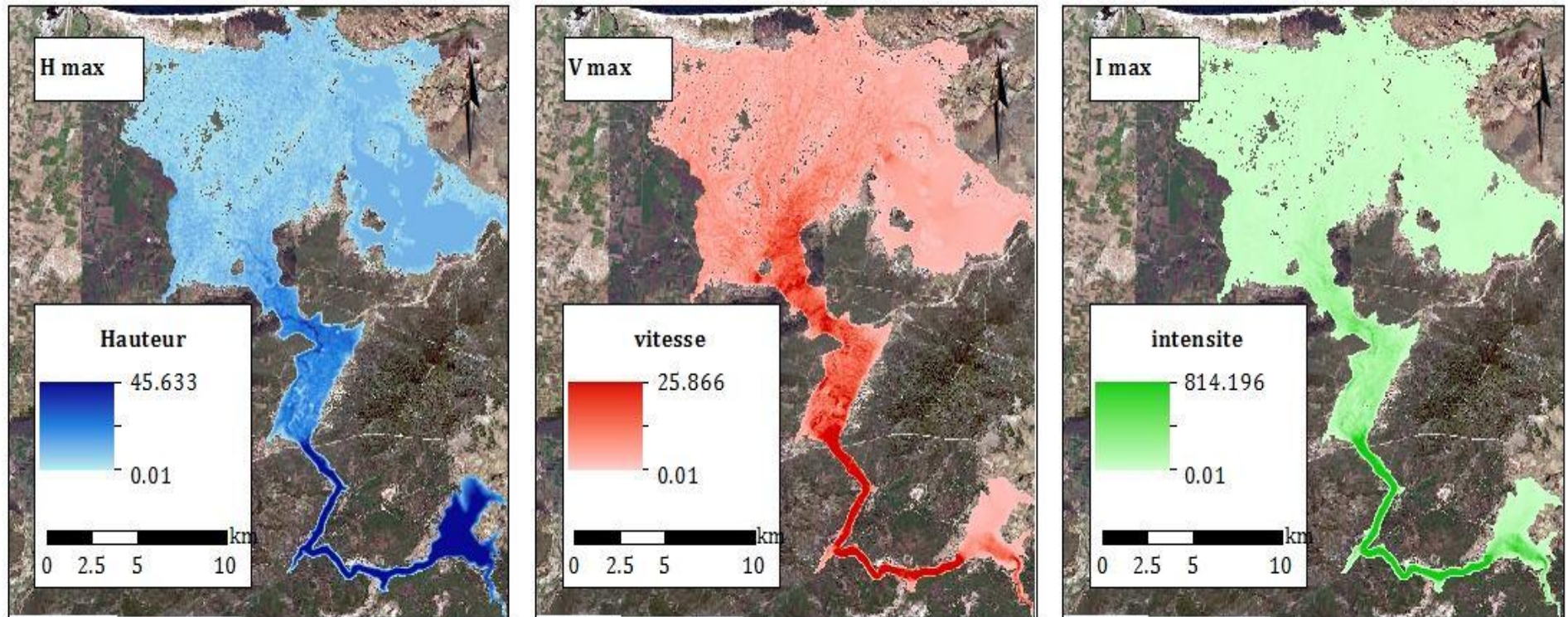


Figure 4.38 : le maximum de hauteur, vitesse et intensité après la rupture des barrages

8. Conclusion

Dans ce travail la modélisation numérique bidimensionnelle de la rupture progressive du barrage cheffia a été présentée. Les résultats obtenus ont permis d'aboutir à des cartes d'inondation, des vitesses maximales et de l'intensité de submersion sur le domaine de calcul.

Les résultats montrent que le barrage cheffia se détruit après 8625 s.

Les résultats des études de rupture sont très utiles pour la sécurité des ouvrages.

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

Conclusion général

Les barrages et les retenues d'eau créés dans les vallées d'une part, jouent un rôle primordial dans le cadre de la gestion de l'eau et apportent une contribution à la qualité de vie de la société et d'autre part, constituent un danger potentiel pour les vallées à l'aval ; au cours de l'histoire, plusieurs barrages se sont rompus, provoquant l'écoulement à l'aval de la totalité du volume d'eau de la retenue avec des conséquences souvent tragiques dans la vallée.

La délimitation des zones inondées en cas de rupture d'un barrage et la détermination des caractéristiques de l'onde de rupture dans ces zones sont des outils essentiels pour la préparation des mesures d'alerte et d'évacuation adéquates. Elles sont définies sur la base d'une étude de rupture du barrage, à laquelle sont jointes des cartes d'inondation. Cette étude consiste, par des méthodes reconnues, en une évaluation détaillée des conséquences de la rupture au moyen de la délimitation précise du territoire affecté et de l'identification des caractéristiques de ce territoire.

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

La modélisation de rupture de barrage cheffia sur l'Oued Bounamoussa d'une capacité égale 170 M m³ à 40 Km au Sud-Est à l'amont de la ville d'ANNABA, a permis d'établir un diagnostic intégré du risque. Nous avons mis en évidence la situation délicate de certaines communes et des ouvrages à l'aval du barrage. Ces simulations constituent un outil d'aide à la décision pour les acteurs de la vallée. Les résultats du diagnostic et des prospectives peuvent également être utilisés pour informer la population et la sensibiliser aux dangers, mais aussi à la richesse que représente leur rivière.

Chaque crue résultante d'une rupture de barrage peut entraîner dans la vallée des variations rapides et significatives des conditions d'écoulement : vitesses d'écoulement, niveaux d'eau, débits, intensité de submersion...etc

La simulation réalisée sur l'oued Bounamoussa, générée par une rupture possible du barrage de la Cheffia, semble indiquer que la propagation de la crue résultante est caractérisée par une hauteur maximale de 15.821 m.

Les vitesses d'écoulement après rupture sont variées, atteignant une valeur maximale de 9.259 m/s.

Les outils mis en œuvre au cours de cette étude, Telemac-2D et ARC-GIS , nous ont permis de déterminer la carte de la zone d'inondation.

Comme le barrage de la Cheffia se trouve dans la wilaya d'El-Taref, à partir des résultats il serait établir d'un plan particulier d'intervention (PPI) de la wilaya qui définit les ressources humaines et matérielles à mobiliser en cas de risque de rupture probable du barrage.

Bibliographie

{1} **ANH TUAN LUONG**, avril 2012 ‘évaluation des risques d'inondations dans le bassin du fleuve HUONG, province de THUA THIEN HUE, centre du Vietnam, ‘thèse présentée comme exigence partielle du doctorat en sciences de l'environnement’, université du Québec à Montréal’

{2} **Anton J. Schleiss et Henri Pougatsch** ; les barrages –du projet à la mise en service –Montréal : Presses polytechniques et universitaire romandes

{3} **Bischof R., Hauenstein W., Kalt L., Müller, et al.** (2002) Sécurité des ouvrages d'accumulation, Documentation de base, relative aux critères d'assujettissement ‘

{4} **Boussekine Morade**, 2016 ; Etude de l'aléa « rupture de barrage » qui correspond à la formation d'une onde de submersion, à l'origine d'une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval du barrage Hammam Grouz – Algérie, diplôme de Doctorat, Université Badji Mokhtar Annaba

{5} Case Histories of Earthen Dam Failures, Apr 29th - May 4th, Missouri University of Science and Technology Scholars' Mine

{6} **Costa. J.E.** 1998. Floods from Dam Failure. Rapport 85-560. Denver. USGS. 1985, ICOLD, Etude d'onde de rupture de barrage, synthèse et recommandations, Paris, Commission Internationale Des Grands Barrages

{7} **Derdous Oussama**, 2016 ; Conditions d'écoulement à l'aval d'un barrage en cas de rupture de la digue-Application aux cas Algériens, du diplôme de **Doctorat 3^{ème} cycle**, Université Badji Mokhtar Annaba

{8} Directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation, Office fédéral de l'énergie OFEN Section Surveillance des barrages, Ce document est un pré tirage de la partie A de la directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation, révision 2014 – 2015

{9} **Franca, M., Ferreira, R. M. L., Amaral, S. & Montenegro, H., 2007.** The failure of the Fonta Santa mine-tailing dam (Northeast Portugal). In River, Coastal

and Estuarine Morphodynamics (ed. C. Dohmen-Janssen & S. Hulscher), pp. 1153–1160. University of Twente, Enschede : Taylor & Francis Group.

{10} **Fread. D L, Harbaugh. T.E.**1987. Transient hydraulic simulation of breached earth dams, comptes rendus de l'ASCE, Journal of the Hydraulic Division, vol.99 n01, 1973.

{11} **Froehlich, D.**, 2008. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. J. Hydraul. Eng. 134, 1708–1720.

{12} **Giret Alain**, Géographie de l'Écoulement Fluvial, Paris, Harmattan, 2007

{13} **GUIDE JOANNE-** itinéraire de l'Algérie par Louis Piesse -1879, Site et monuments de l'Algérie – 1902

{14} **Hagen. V.K., 1982.** Re-Evaluation of Design Flood and Dam Safety, Rio de Janeiro, 14 Congrès de ICOLD.

{15} **Hossaini N., Oudjehane F., Ghayad C.** (2009) Approche relative à la sécurité des barrages existants. Congrès annuel de l'ACB. Whistler, BC, Canada 3-8 Octobre

{16} <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD1011/bei/beiere/groupe2/node/94>

{17} <http://prepro.fudaa.fr/>

{18} <http://www.commentcamarche.net/download/telecharger-34066765-universal-maps-downloader>

{19} Le risque de rupture de barrage en Haute-Vienne' ; DDRM de la Haute-Vienne ; Edition de décembre 2010

{20} Le risque de rupture de barrage, Les risques majeurs technologiques

{21} Les modèles numériques de terrain - Définition, spécifications et enjeux – 2013, Aix-en-Provence, aero data.

{22} **Luis Berga** ; Art Walz ; Michel de Vivo, Les barrages et l'eau dans le monde, Paris, Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB), juin 2007.

{23} **Marche, C., 2004.** Barrages, crues de rupture et protection civile. Montréal : Presses internationales polytechniques.

{24} Marche, C, 2008. Barrage, Crues de Rupture et Protection Civile (2e ed.). Montréal : Presses internationales Polytechnique.

{25} Matthieu Tracol, 2012 ; Intégration du logiciel de compensation LTOP aux méthodes de travail de TPLM-3D pour les chantiers spéciaux, Diplôme d'Ingénieur,

{26} M.-C. Bouillon, F.P. Brissette et C. Marche 1999, Le risque d'inondation et son évolution sur la rivière Châteauguay

{27} Meraihi fateh, 2009 ; étude d'un écoulement instationnaire a l'aval des ouvrages hydrauliques et son influence sur les lits des canaux ; Mémoire magistère. Université El Hadj Lakhdar Batna

{28} Ministère de L'écologie et Du Développement Durable Française. Les ruptures de barrages. Décembre 2004. 24 pages

{29} N.E. Zerrouk et C. Marche, 2001 ; Les prévisions des brèches de rupture des barrages en terre restent difficiles, Can. J. Civ. Eng. 28: 120–132, 2001 CNRC Canada.

{30} Notes sur l'accidentologie des barrages-poids, Luc Deroo, Boris Jimenez, Notes sur l'accidentologie des barrage-poids i p 126

{31} OUERDACHIL, 2012, mémoire de master étude des lâchers du barrage et leurs impacts « cas de la wilaya d'el Taref »' université badji Mokhtar Annaba

{32} Paquier A. (2002) Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint-Venant. Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation à diriger des recherches ; université de Claude Bernard Lyon

{33} Patrick Le Delliou, L'analyse des risques appliquée aux barrages, Risk assessment for dams, BETCGB,

{34} Patrick Le DELLIOU. Les barrages et le risque sismique. Extrait du Bulletin du Service Technique de l'Energie et des Grands Barrages n°13, 3ème trimestre (1995).

{35}Patrick Le Delliou, Les barrages : conception et maintenance ; ENTPE, PRESSES UNIVERSITAIRE DE LYON

- {36} **Paul Royet, Patrice Meriaux, Daniel Poulain, Frédéric Paredes**, Septembre 1995 N°3 'Evaluation de la sécurité des barrages autorisés'
- {37} **Robin des Bois, 2007**. Déchets post-catastrophe : risques sanitaires et environnementaux. Groupe d'expertise et d'intervention DEchets - GEIDE post-catastrophe. pp 99-102
- {38} **Roux H., 2004**. Estimation de paramètres en hydraulique fluviale, à partir de données caractéristiques de l'imagerie aérienne, Thèse de doctorat, spécialité Science de la terre et environnement, INP Toulouse, IMFT
- {39} Rupture d'un barrage Le 2 décembre 1959 **Malpasset [Var] France** ; Ministère du développement durable - DGPR / SRT / BARPI ; N° **29490** ; Date d'actualisation de la fiche : avril 2009
- {40} **Salhi lakhdar**, 2010, calcul de l'onde de rupture d'un barrage via la méthode des éléments finis (M.E.F), diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique ; (E.N.P)
- {41} **Sdacr rhone2005**, Risques particuliers, SDIS DU RHONE, 24 mars 06
- {42} **Singh, V, 1996**. Dam Breach Modelling Technology, Dordrecht Kluwer Academic Publishers.
- {43} Site officiel de la mission SRTM
- {44} Système de modélisation Télémac hydrodynamique ; Hydrodynamique bidimensionnelle Logiciel TELEMAR-2D, Octobre 2010, Version 6.0, © Copyright 2010 EDF-DRD
- {45} **Torterotot, J.-P., 1993**. Le coût des dommages dus aux inondations : estimation et analyse des incertitudes. CERGRENE. Thèse de Doctorat - PARIS, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- {46} **Touati Bouzid.**, 2010. Les barrages et la politique hydraulique en Algérie : état, diagnostic et perspectives d'un aménagement durable. Thèse de Doctorat. Université Mentouri Constantine. pp 278-288'.
- {47} **Wahl, T., 1998**. Prediction of embankment dam breach parameters. Tech. Rep. Dam Safety

Annexe 01



Annexe 02

Liste des sous-programmes modifiables habituellement par l'utilisateur

BORD	Imposition de conditions aux limites particulières
CONDIN	Imposition de conditions initiales particulières
CORFON	Modification des fonds
CORPOR	Modification de la porosité
CORRXY	Modification des coordonnées du maillage
CORSTR	Frottement variable en espace
CORVIS	Modification des viscosités
DEBSCE	Débits des sources de traceur variables en temps (fonction)
DECLARATIONS_TELEMAC2D	Déclaration des variables de
TELEMAC-2D (module)	
DEF_ZONES	Définition de zones
DRAGFO	Définition des structures verticales
FLOT	Positions initiales des flotteurs
FLUXPR	Gestion des sections de contrôle
INCIDE	Définition d'une onde incidente
LAGRAN	Dérives lagrangiennes
LATITU	Calcul de variables dépendantes de la latitude
MASKOB	Masquage d'éléments
MESURES	Lecture de mesures
METEO	Conditions atmosphériques (vent, pression)
NOMVAR_TELEMAC2D	Définition des noms des variables additionnelles
PRERES_TELEMAC2D	Calcul des variables additionnelles

Annexe

PROPIN_TELEMAC2D	Changement du type des conditions limites
Q	Imposition d'un débit variable en temps (fonction)
SL	Imposition d'une cote variable en temps (fonction)
STRCHE	Coefficient de frottement variable en espace
TR	Imposition d'une valeur de traceur variable en temps (fonction)
TRSCE	Valeurs du traceur aux sources variables en temps (fonction)
VALIDA	Validation du calcul
VIT	Imposition d'une vitesse variable en temps (fonction)
VUSCE	Vitesses des sources selon X variables en temps (fonction)
VVSCE	Vitesses des sources selon Y variables en temps (fonction)

Chapitre 01

Rupture des barrages, les causes et les dégâts

Chapitre 02

Analyse de risque des barrages

Chapitre 03

Modélisation hydraulique et Méthode d'étude

Chapitre 04

Résultats et Discussions

Introduction générale

Conclusion générale

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ

كُلَّ شَيْءٍ حَيٍّ اَفْلاَّهُ يُؤْمِنُونَ

صدق الله العظيم