

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

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 KEDDARA A BOUMERDESE

Présenté par :

- BOUCHEHED ALA

Dirigé par :

Mr. DJEMILI LAKHDAR

Jury de soutenance :

- M. DJEMILI LAKHDAR	Président	Pr	UNIV. Badji Mokhtar, Annaba.
- M. OUERDACHI LAHBASSI	Examineurs	Pr	UNIV. Badji Mokhtar, Annaba.
- M. TOUMI ABDELHAMID	Examineurs	MAA	UNIV. Badji Mokhtar, Annaba.
- BOUSLAH SORAYA	Examineurs	MAA	UNIV. Badji Mokhtar, Annaba.
- MOUSSAOUI MOUFIDA	Examineurs	MAA	UNIV. Badji Mokhtar, Annaba.

Promotion : Juin 2017

Remerciements

Tout d'abord Je remercie Dieu tout puissant qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage, la volonté et la patience pour achever ce travail.

En second je remercie fortement mes parents de m'avoir toujours aidé et encouragé.

J'exprime toute ma gratitude à Monsieur le professeur LAKHDAR DJIMILI pour sa disponibilité, ses conseils, sa suggestion, et son encadrement.

Je remercie aussi mon frère BOUCHEHED HAMZA pour l'effort fourni, son précieux conseil et son aide qu'il m'a bénéficié durant toute la période du travail ainsi que pour le temps qu'il m'a consacré.

Je voudrais également remercier mes enseignants au département d'hydraulique de l'Université d'Annaba.

Enfin, je remercie toute personne, qui de près ou de loin a contribué à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :

A ma très chère mère .Tu es l'exemple de dévouement car tu n'as jamais cessé de m'encourager et de prier pour moi, Puisse dieu, le tout puissant te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon père qui a fourni tant d'efforts jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A mes frères et ma sœur

A Mes nièce (Rihab et Roukaya)

A toute ma famille.

A mes amies merci d'être toujours près de moi.

ملخص:

احتمال انهيار السدود منخفض جدا, الا ان اثار هذا الحادث, عندما تحدث, قد تكون مدمرة, مما تسبب في خسائر بشرية او اضرار مادية.

لا تزال هناك حاجة دوما الى تقييم اثار احتمال انهيار السد. في هذه الدراسة, نمذجة ثنائية الأبعاد لانتشار موجة الناتجة عن انهيار سد قدارة اجريت باستخدام النموذج TELEMAC2D, الحسابات اتاحت لنا تقدير الخصائص الهيدرودناميكية الامامية في منطقة الخطر.

نظام المعلومات الجغرافية (GIS) قد وضعت من اجل رسم خرائط النتائج وتحليل اثار الفيضانات في المناطق المتضررة. نتائج الدراسة التي تدل على ان امكانات التدميرية للفيضانات الناجمة عن انهيار سد قدارة ستمكن من وضع خرائط للمناطق الفيضانية والمخاطر من الفيضانات.

Résumé :

La probabilité de rupture des barrages est très faible, cependant les conséquences d'un tel accident, quand il se produit, peuvent être catastrophiques, causant de nombreuses pertes humaines et d'énormes dégâts matériels.

Il est toujours nécessaire d'évaluer les conséquences d'une éventuelle rupture de barrage. Dans la présente étude, la modélisation bidimensionnelle de la propagation de l'onde de rupture du barrage KADDARA a été réalisée à l'aide du modèle TELEMAC2D, les calculs nous ont permis d'estimer les caractéristiques hydrodynamiques en aval dans la zone à risque.

Un système d'information géographique (GIS) a été mis en place pour cartographier les résultats et analyser les effets de l'inondation sur les zones touchées. Les résultats de l'étude qui montrent le potentiel destructif de l'inondation provoquée par la rupture du barrage KADDARRA vont permettre l'élaboration des cartes des zones inondables et des risques d'inondation.

Abstract:

The probability of failure of the dams is very low, however the consequences of such the accident, when it occurs, can be catastrophic, causing the loss of many human lives and enormous material damage.

It is always necessary to evaluate the consequences of a possible breach of the dam. In the present study, the two-dimensional modeling of wave propagation of dam failure KADDARA has been carried out with the help of the TELEMAC2D Model, the calculations have allowed us to estimate the hydrodynamic characteristics downstream in the area at risk.

A Geographic Information System (GIS) has been put in place to map the results and analyze the effects of the flood on the affected areas. The results of the study which show the destructive potential of the flooding caused by the breaking of the dam KADDARRA will allow the development of maps of flood areas and of flood hazard.

Sommaire

Introduction générale	01
1. Barrages et rupture des barrages	
1.1 Introduction	04
1.2 Définition d'un barrage	05
1.3 Les différents types de barrages.....	05
1.3.1 Barrages rigides.....	05
• Barrage poids.....	05
• Barrage à contreforts.....	06
• Barrage voûte.....	07
1.3.2 Barrages souples.....	08
• Barrage homogène.....	08
• Barrage à noyau étanche.....	08
• Barrage à masque amont.....	09
1.4. Barrages dans le monde.....	10
1.5. Historique des barrages en Algérie	11
1.5.1. La période coloniale.....	11
1.5.2. La période entre 1962-1980.....	12
1.5.3. La période entre 1980-1999.....	12
1.5.4. A partir de 2000.....	13
1.6. Rupture de barrage.....	14
1.7. Le risque de rupture de barrage.....	15
1.8. Modalités de rupture.....	16

1.8.1	Rupture instantanée ou graduelle.....	16
1.8.2	Rupture par renard.....	17
1.8.3	Rupture par glissement.....	18
1.8.4	Rupture par surverse.....	18
1.8.5	Rupture de petit barrage d'accumulation.....	19
1.9.	Quelques ruptures majeures.....	20
1.10.	Modes de rupture des barrages en béton	23
1.10.1.	Rupture du barrage-voute malpasset (France).....	23
1.10.2.	Rupture du barrage-voute Vajont (Italie).....	25
1.10.3.	Rupture du barrage poids à contreforts de Shihkang (Taiwan).....	26
1.11.	Modes de rupture des barrages en remblai.....	27
1.11.1.	Rupture du barrage en remblai de Teton (USA).....	28
1.11.2.	Rupture du barrage aval en remblai de San Fernando (Van Norman) USA.....	29
1.11.3.	Cas du barrage en remblai de Zeyzoun (Syrie)	30
1.12.	Rupture en Algérie	31
1.12.1	Barrage Fergoug.....	31
1.12.1.1	La rupture en 1881.....	31
1.12.1.2	La rupture en 1927.....	32
1.13.	Conclusion.....	33
2.	Analyse de risque des barrages	
2.1.	INTRODUCTION.....	34
2.2.	Qu'est-ce que le risque	35
2.3.	L'ALEA.....	36

2.4.	Le scenario extrême, c'est-a-dire la rupture de l'ouvrage.....	38
2.5.	Les risques liés à l'exploitation.....	38
2.6.	Le risque : aléas, enjeux et vulnérabilités	39
2.6.1.	L'aléa à l'origine du risque.....	39
2.6.2.	Les composantes anthropiques du risque : enjeux et vulnérabilités.....	40
2.7.	Classification des ouvrages.....	42
2.8.	Risques de rupture.....	43
2.8.1.	Les territoires à risque important d'inondation (tri).....	45
2.9.	L'étude de dangers barrages.....	45
2.9.1	Le PPI barrages.....	48
2.10.	Méthodes retenues dans la comparaison.....	49
2.10.1	Méthode dynamique unidimensionnelle complète (méthode1-FLDWAV).....	50
2.10.2	Méthodes CTGREF et CTGREF modifiée (méthodes 2 et 3).....	51
2.10.3	Méthode de l'écoulement permanent tangent (méthode 4 - MEPT)	54
2.10.4	ÉVALUATIONS DES CRUES DE RUPTURE SELON LES QUATRE APPROCHES.....	55
2.11.	Sécurité liée aux ouvrages d'accumulation.....	56
2.11.1.	Sécurité structurale.....	56
2.11.2.	Surveillance et auscultation	57
2.11.2.1.	Profil des intervenants.....	57
2.11.2.1.1.	Premier niveau de surveillance	57
2.11.2.1.2.	Deuxième niveau de surveillance.....	58

2.11.2.1.3.	Troisième niveau de surveillance.....	58
2.11.2.1.4.	QUATRIEME NIVEAU DE SURVEILLANCE.....	58
2.12.	La maitrise du risque à la source	59
2.12.1.	l'examen préventif des projets de barrage.....	59
2.12.2.	l'étude de dangers.....	59
2.12.3.	la surveillance.....	60
2.12.4.	L'organisation des secours.....	60
2.12.5.	L'alerte.....	61
2.12.6.	L'information.....	62
2.13.	Conclusion.....	63
3.	Principes généraux de la modélisation de l'onde de rupture d'un barrage	
3.1.	Introduction.....	64
3.2.	Choix de scénario.....	65
3.3.	Equations de Saint-Venant.....	67
3.4.	Modélisation des phénomènes.....	68
3.4.1.	Modélisation de la rupture.....	69
3.4.2.	Modélisation de la propagation.....	71
3.4.3.	Modèles et codes de calcul de la propagation due à la rupture.....	72
3.5.	Calcul de l'onde de submersion.....	73
3.5.1.	Modèles de calcul de la propagation	73
3.5.1.1.	Typologie des modèles.....	74
3.5.1.1.1.	Les modèles monodimensionnels.....	74
3.5.1.1.2.	Les modèles à casiers.....	75

3.5.1.1.3. Les modèles bidimensionnels.....	76
3.5.1.1.4. Limite des modèles bidimensionnels	76
3.6. Résultats de calcul.....	77
3.6.1. Modèle 1D.....	77
3.6.2. Modèle 2D.....	77
3.7. Initiation de la crue de rupture à l'ouvrage.....	77
3.8. Mécanismes de formation de la brèche.....	78
3.9. Prévision des paramètres de la brèche.....	79
3.10. Etudes de rupture de barrages : approche de modélisation.....	82
3.10.1. Choix des outils de calcul.....	82
3.10.2. Discrétisation numérique du domaine d'étude.....	83
3.10.3. Simulations numériques.....	83
3.10.4. Présentation des logiciels utilisés	85
3.10.4.1. Universal Maps Downloader (UMD).....	85
3.10.4.2. SRTM.....	87
3.10.4.3. ArcGIS.....	88
3.10.4.4. Global Mapper.....	90
3.10.4.5. Covadis.....	91
3.10.4.6. BlueKenue™.....	92
3.10.4.7. Fudaa-prepro.....	94
3.11. Conclusion	96
4. Présentation de la zone d'étude, Résultats et Discussions	
4.1. Introduction.....	97

4.2.	Présentation de la zone d'étude	97
4.2.1.	Situation géographique.....	97
4.2.2.	Destination	98
4.2.3.	Principaux documents existants.....	98
4.2.4.	Bassin versant	99
4.2.5.	Diagrammes des volumes et des surfaces de retenue	100
4.2.6.	Débits de pointe de crue.....	101
4.2.7.	Fiche technique du Barrage KEDDARA.....	103
4.2.8.	Evacuateur de crues.....	104
4.2.9.	Envasement	105
4.3.	Modélisation bidimensionnel (Telemac 2D)	106
4.4.	Résultats et discussion.....	107
4.5.	Conclusion	131
	Conclusion générale	132
	Bibliographies.....	133

Liste de figure

Figure1.1 :	Barrage poids.....	06
Figure1.2 :	barrage voute.....	07
Figure1.3 :	Barrage à contreforts.....	07
Figure1.4.	Barrage homogène.....	08
Figure1.5.	Barrage à noyau étanche.....	09
Figure 1.6.	Barrage à masque amont.....	10
Figure 1.7 :	Localisation des barrages en Algérie.....	14
Figure1.8 :	rupture par renard.....	18
Figure 1.9 :	Rupture par surverse.....	19
Figure 1.10 :	barrage malpasset après la rupture.....	25
Figure 1.11 :	Barrage du Vajont après le mouvement de terrain du 9 octobre 1963.....	26
Figure1.12 :	rupture de barrage Shihkang (Taiwan).....	27

Figure1.13 : rupture de barrage Teton (USA).....	29
Figure1.14 : rupture de barrage en remblai de San Fernando (Van Norman) USA.....	30
Figure1.15 : rupture de barrage en remblai de Zeyzoun (Syrie).....	30
Figure 2-1 : Définition des plages de dangers en fonction des intensités de submersion.....	48
Figure2.2 : Présentation schématique des composantes de l'étude de sécurité.....	49
Figure2.3 : Les étapes d'une étude de sécurité de barrage selon la loi du Québec.....	49
Figure 3.1 : Onde négative aval ; rupture d'un barrage a) avant et b) après.....	71
Figure 3.2 : Quelques types de réseaux hydrauliques.....	74
Figure 3.3 : Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel.....	75
Figure.3.4 : Schéma de la propagation latérale de l'onde.....	76
Figure.3.5: Breach shapes resulting from overtopping, showing: (a) initial breach shape, (b) "V" shape breach formed when softer dam material is eroded away, and (e) resulting lateral erosion.....	79
Figure.3.6 : organigramme de simulation.....	85
Chapitre 04:	
Figure.4.1 : situation géographique barrage KEDDARA.....	98
Figure.4.2 : bassin versant de retenu KEDDARA.....	100
Figure.4.3: diagramme des volumes et des surfaces de la retenu de KEDDARA.....	101
Figure.4.4:Hyrogrammes construits par la DEMRH pour les débits d'entrée des crues dans la retenue KEDDARA.....	102

Figure.4.5: courbe hauteur-débit de la vidange de fond (vanne complé- ment ouvert).....	103
Figure.4.6 : maillage de domaine en bluekenue.....	107
Figure.4.7: carte de la hauteur à 15mn, 30mn, 45mn, 60mn, 75mn et 90 mn après la rupture.....	109
Figure.4.8: carte de la vitesse à 15mn, 30mn, 45mn, 60mn, 75mn et 90 mn après la rupture.....	110
Figure.4.9 : carte de l'intensité de submersion à 15mn, 30mn, 45mn, 60mn, 75mn et 90 mn après la rupture.....	111
Figure.4.10: les profils max de la hauteur d'eau, la vitesse et l'intensité de submersion.....	112
Figure.4.11: la variation de la hauteur maximale au long de cours d'eau.....	114
Figure.4.12 : la variation de la vitesse maximale dans toute la longueur de cours d'eau.....	115
Figure.4.13 : l'emplacement des sections.....	116
Figure.4.14 : profil transversal de la première section.....	116
Figure.4.15: variation de la hauteur dans le temps au centre de la section1.....	117
Figure.4.16 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section1.....	117
Figure.4.17 : courbe de débit écoulé à travers la section 1.....	118
Figure.4.18 : profil transversal de la deuxième section.....	118
Figure.4.19 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section2.....	119
Figure.4.20 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section2.....	119
Figure.4.21 : courbe de débit écoulé à travers la section 2.....	120

Figure.4.22: profil transversal de la troisième section	120
Figure.4.23 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section3.....	121
Figure.4.24 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section3.....	121
Figure.4.25 : courbe de débit écoule à travers la section3.....	122
Figure.4.26 : profil transversal de la quatrième section	122
Figure.4.27 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section4.....	123
Figure.4.28 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section4.....	123
Figure.4.29 : courbe de débit écoule à travers la section4.....	124
Figure.4.30 : profil transversal de la cinquième section	124
Figure.4.31 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section5.....	125
Figure.4.32 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section5.....	125
Figure.4.33 : courbe de débit écoule à travers la section 5.....	126
Figure.4.34 : profil transversal de la sixième section	126
Figure.4.35 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section6.....	127
Figure.4.36 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section6.....	127
Figure.4.37 : courbe de débit écoulé à travers la section 6.....	128
Figure.4.38 : profil transversal de la septième section	128

Figure.4.39 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section7	129
Figure.4.40 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section7	129
Figure.4.41 : courbe de débit écoule à travers la section 7	130

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Les barrages Algériens de première génération.....	11
Tableau 1-2 : Les barrages algériens de seconde génération.....	12
Tableau 1-3 : Evolution et répartition des barrages par période de réalisation et par régions.....	13
Tableau 1-4 : Importance des barrages algériens en termes de capacité initiale (situation au 1 ^{er} trimestre 2009).....	14
Tableau 1-5 : Les principaux accidents dans le monde.....	20
Tableau 1-6 : Ruptures par dépassement de capacité recensées dans le monde avant 1950.....	21
Tableau 1-7 : Ruptures par dépassement de capacité recensées dans le monde après 1950.....	22
Tableau 1-8 : les caractéristiques principales du barrage Fergoug.....	31
Tableau 2-1 : Définition des classes de barrages	43
Tableau 2-2 : Valeurs seuils pour la mesure du danger en cas d'inondation rapide. D'après les recommandations de l'OFEN.....	47

INTRODUCTION GENERALE

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

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

En outre, bien que petite, 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 :

- Décembre 1959, barrage de Malpasset (Var, France) : le barrage-voûte barrant la rivière Reyran cède à cause d'un défaut géologique dans le massif où s'ancrait la voûte.
- Octobre 1963, barrage de Vajont (Italie) : La mise en eau de ce barrage voûte de 261 mètres de hauteur et 190 mètres de longueur a créé un désordre géologique qui a provoqué un glissement de terrain massif dans la retenue d'eau.

INTRODUCTION GENERALE

- En Juin 1976 Le barrage en remblai de Teton d'une hauteur de 91.5m, est du type en terre avec un noyau argileux imperméable.
- le 4juin 2002, barrage de Zeyzoun , barrage en remblai, d'une hauteur de 43m Une brèche de 80 m s'est formée par submersion

Durant les trente dernières années, on a noté un effort considérable dans le domaine de la recherche sur le calcul et la simulation de l'onde de rupture de barrage, en particulier avec les programmes Européens : CADAM (2001) et IMPACT (2001), et les programmes Américains tel que *Dam Safety, floodplain management* (1989). Ces efforts ont été associés au développement de nombreux modèles numériques, et de quelques travaux de modélisation physique.

En Algérie, les accidentologies de rupture de barrages furent rares, seulement deux accidents de rupture ont été recensés et documentés ; la rupture à deux reprise du barrage Fergoug en 1881 et en 1927 à cause de l'insuffisance du déversoir.

Parmi ces travaux on peut citer ceux de Djemili, L., (2010) qui a utilisé le modèle monodimensionnel HEC-RAS afin de simuler la rupture progressive du barrage Ain Dalia à Souk-Ahras et évaluer les dangers potentiels en Aval.

Mentionnons aussi les travaux de Derdous,O., (2016) qui a comparé les résultats obtenus par logiciel de simulation unidimensionnelle MIKE 11 et le logiciel unidimensionnel HEC-RAS, simulant la rupture du barrage ZARDEZAS à Skikda.

Boussekine, M., (2014) a également utilisé HEC-RAS pour évaluer l'impact de l'onde de rupture du barrage Hammam Grouz sur les constructions existantes en aval, un barrage poids en béton situé dans la wilaya de Mila.

INTRODUCTION GENERALE

Il s'agit dans le présent travail de présenter une simulation numérique de la rupture progressive du barrage KEDDARA avec le code bidimensionnel (Télémac-2D) et d'étudier son impact sur les agglomérations en aval du barrage. Des supports cartographiques indiquant les zones inondables ainsi que les limites du champ d'inondation sont élaborés comme éléments d'information très utiles pour les pouvoirs publics.

Notre présent travail est constitué de quatre chapitres :

- Le premier chapitre, c'est une synthèse bibliographique sur les barrages, les ruptures de barrages : les causes et les conséquences des ruptures des barrages majeures à travers le monde.
- Le deuxième chapitre nous présente les différentes approches du diagnostic et de l'analyse de risques dans le domaine des barrages et la méthode d'évaluation des critères de danger particulier.
- Le troisième chapitre explique les principes généraux de modélisation de l'onde de rupture d'un barrage par méthode des éléments finis et explique la théorie de modélisation bidimensionnelle de propagation de l'onde de rupture d'un barrage.
- le quatrième chapitre donne une description générale sur la zone d'étude et le barrage KEDDARA et présente les résultats donnés par le modèle Telemac2D.

Chapitre 01 :

Barrages et rupture des barrages

1.1. Introduction

La commission internationale des Grands Barrages (CIGB) formule la définition de la rupture comme suit: Rupture ou mouvement d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau. En général. Le résultat sera une lâcheur d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour les personnes ou les biens à l'aval.

Il ressort des conclusions du bulletin 99 (CIGB, 1995) que le pourcentage de ruptures a décru depuis 1951. Le taux de rupture à partir de cette année se situe à 0.5% alors qu'auparavant il était de 2.2%, ce qui tend à prouver que les progrès réalisés dans la technique de construction rendent les barrages modernes plus fiables. Il a aussi été constaté que les ruptures surviennent dans les 10 premières années d'exploitation et en majorité pendant la première année. Une rupture sur deux se produit au moment du premier remplissage, le risque étant moins élevé pour les ouvrages en béton que pour les ouvrages en remblai. En outre, les ruptures concernent en priorité les petits ouvrages qui représentent la majorité des barrages construits.

Le risque d'une rupture brusque et inopinée d'un barrage est faible. Une rupture possible est liée à une évolution d'une dégradation de l'ouvrage que l'on devrait être en mesure de détecter rapidement par l'exercice d'une surveillance permanente et vigilante.

Le phénomène de rupture dépend du type de barrages. Elle peut être progressive, par érosion régressive, pour les barrages en remblai. Quant aux barrages en béton, un renversement ou un glissement d'un ou de plusieurs plots peut survenir de manière plus brusque ; toutefois, il existe des signes précurseurs. les ruptures peuvent avoir pour origine des problèmes liés au projet (vice de. conception et de construction, insuffisance des études et du contrôle de l'exécution), des difficultés techniques (dommage majeur dans le corps du barrage, défaut de stabilité du barrage et de sa fondation, défaillance des organes de décharge),des causes naturelles (crue, séisme, glissement de terrain dans la retenue d' eau) et des conditions particulières d'exploitation (montée non contrôlée du plan d'eau, surveillance et entretien insuffisants). [53]

1.2. Définition d'un barrage

Un barrage est un ouvrage naturel ou artificiel, généralement établi en travers d'une vallée, transformant en réservoir d'eau un site naturel approprié. Si la hauteur est supérieure ou égale à 20 m et la retenue d'eau supérieure 15 millions de m³, il est appelé "grand barrage".

Les barrages servent principalement à la régulation des cours d'eau, à l'alimentation en eau des villes, à l'irrigation des cultures, au soutien d'étiage, à la production d'énergie électrique et au tourisme et aux loisirs [57]

1.3. Les différents types de barrages

On distingue deux grandes familles de barrages selon les matériaux qui les composent :

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre.

1.3.1. Barrages rigides

Les barrages rigides en béton ou en maçonnerie se regroupent principalement en trois types:

- **Barrage poids**

Les barrages poids sont parmi les types les plus anciens et ils en existent un grand nombre dans les pays industrialisés, ces barrages résistent à la poussée de l'eau par leur propre poids et par leur forme trapézoïdale (figure 1.1), ils ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980. [8]

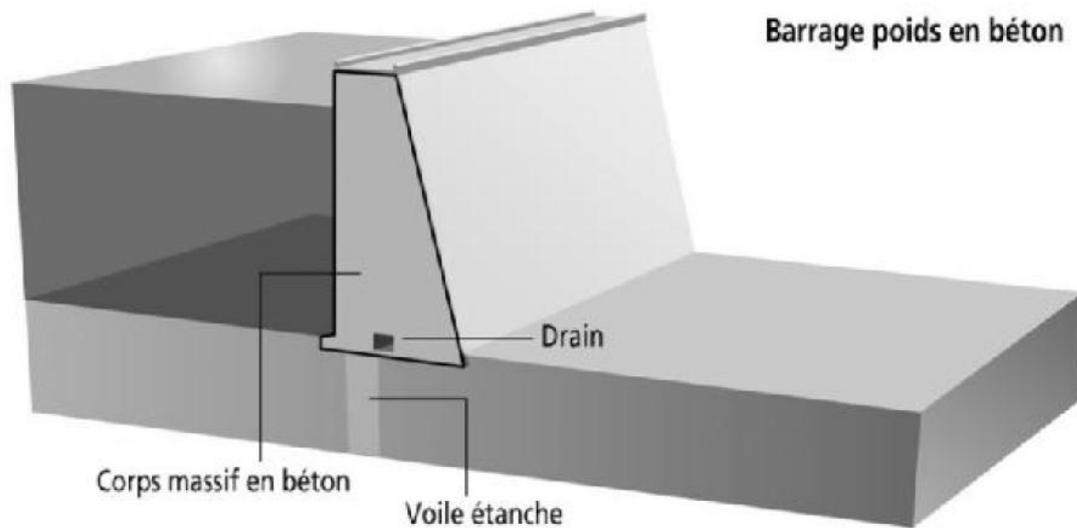


Figure 1.1: Barrage poids

- **Barrage voûte**

De forme arquée tournée vers l'amont (figure 1.2), le barrage voûte permet de reporter la pression de l'eau du réservoir sur les rives. Cela permet également de diminuer le volume de béton et d'utiliser au mieux ses capacités à supporter la compression.

De ce fait, c'est un barrage extrêmement sûr et la seule rupture connue (Malpasset, 1959) a été due non à la voûte elle-même, mais à la défaillance en profondeur d'une rive, dans des conditions de structure géologique, de pétrographie et de pressions interstitielles très particulières. [8]

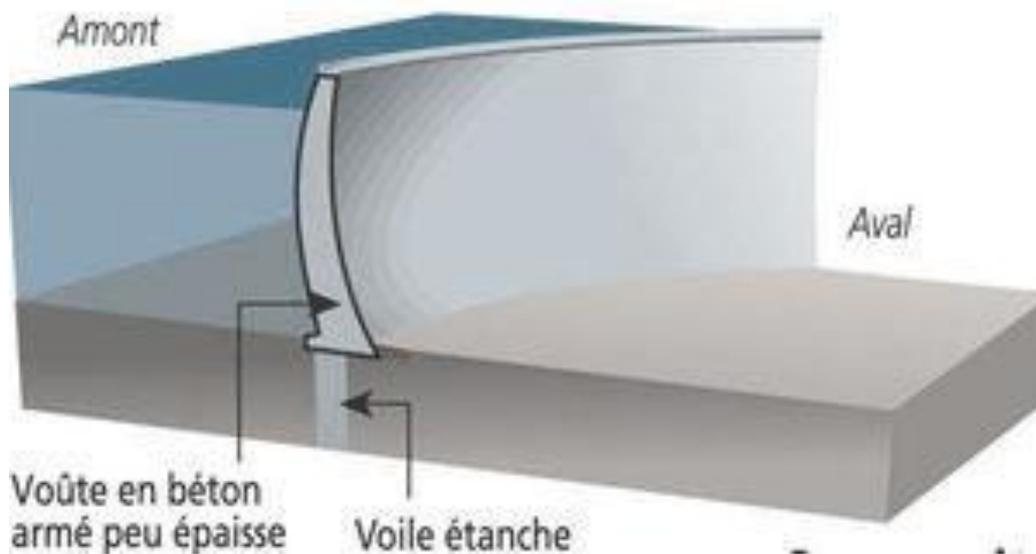


Figure1.2 : barrage voûte

- **Barrage à contreforts**

C'est un grand mur en béton qui s'appuie sur des contreforts en laissant des évidements, économisant ainsi du béton. Les contreforts, relativement minces, conduisent les efforts jusqu'aux fondations. [8]

Ce mode de construction se subdivise en sous-catégories; contreforts à têtes arrondies à masque amont, à voûtes multiples.

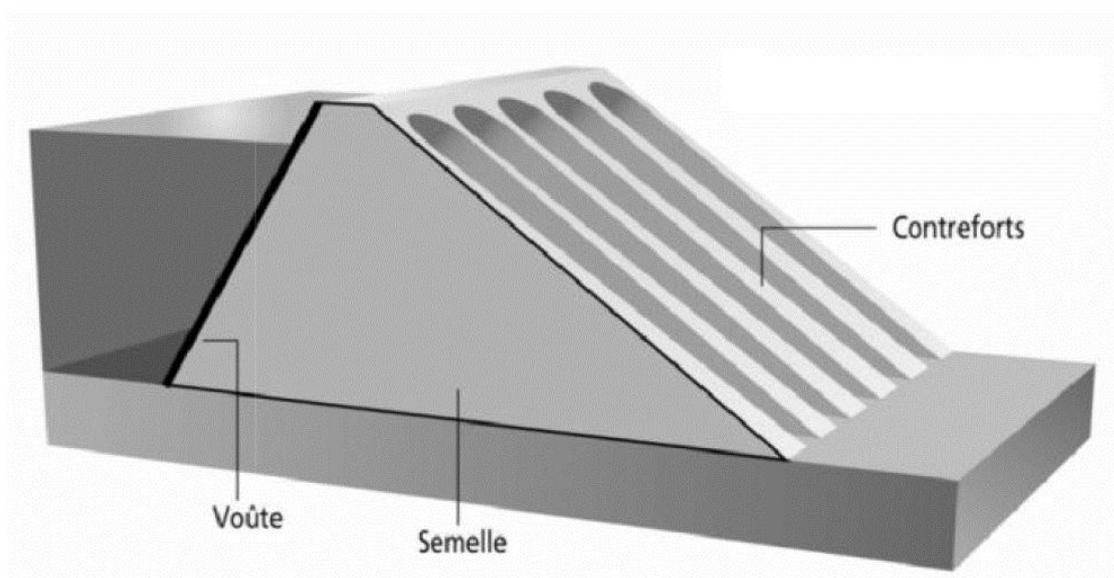


Figure1.3 : Barrage à contreforts

1.3.2. Barrages souples

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage souple:

- **Barrage homogène**

Le barrage en terre homogène est constitué d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance, la terre est généralement mise en place par compactage.

La structure de ces barrages est souvent complétée par un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'érosion dans sa partie amont. [18]

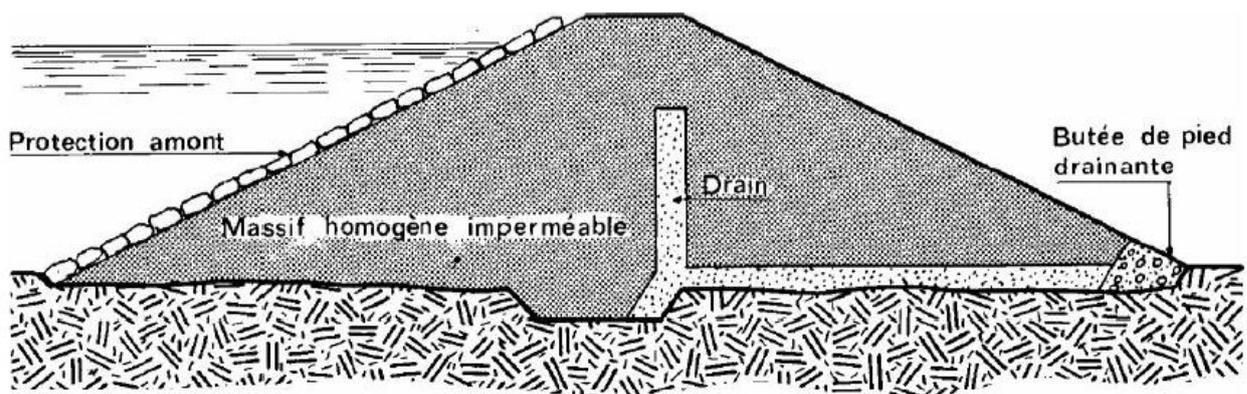


Figure1.4. Barrage homogène

- **Barrage à noyau étanche**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones (figure 1.5), dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone. L'étanchéité est assurée par un noyau imperméable constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui conférant une faible perméabilité.

Cette technique permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. [18]

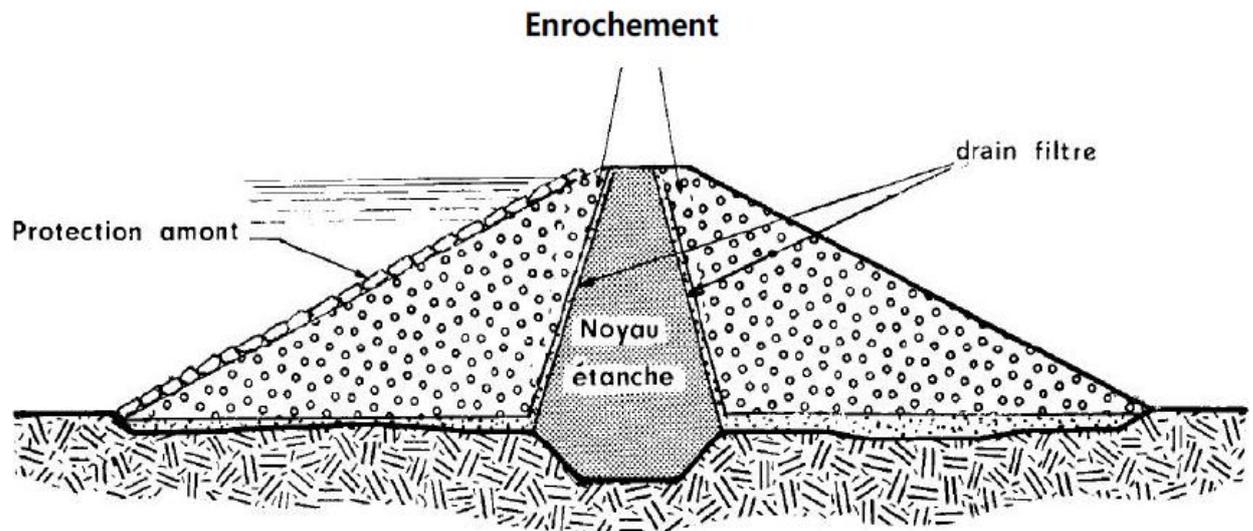


Figure1.5. Barrage à noyau étanche

- **Barrage à masque amont**

La réalisation d'une digue à noyau étanche peut présenter des difficultés telles que l'indisponibilité de matériaux conformes et la difficulté de mise en oeuvre, cette technique devrait être alors comparée à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Le masque amont (figure 1.6) est une paroi étanche posée sur le talus amont du barrage, il peut être de nature très différente: béton armé, matériel bitumineux, "bâche" et même tôle d'acier. Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable. [18]

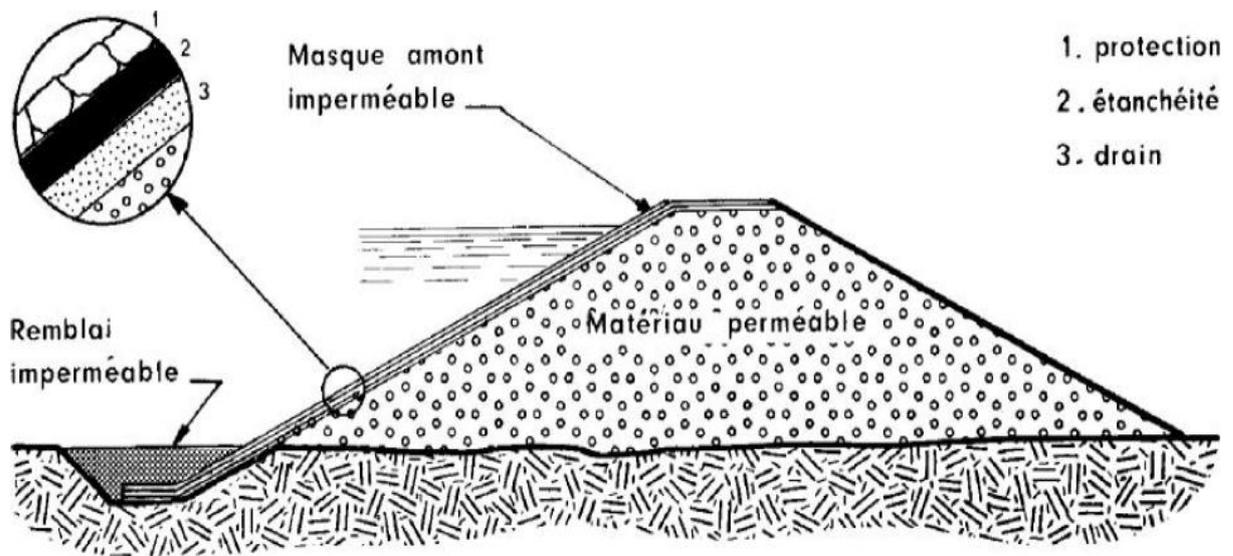


Figure 1.6. Barrage à masque amont

1.4. Barrages dans le monde

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. Les premières constructions remontent à l'Antiquité (les barrages de Jawa en Jordanie, de Saad-el Kafara en Égypte ont tous deux près de 5000 ans). Le nombre de barrages en service ne cesse de croître, comme l'indiquent les diverses éditions du registre mondial des barrages tenu à jour par l'International Commission On Large Dams. De 427 au début du XXI^e siècle, le nombre de barrages importants s'élevait à 5268 en 1950 puis est passé à 36235 lors du recensement de 1992 pour atteindre près de 45 000 au début du XXI^e siècle. Selon les données disponibles en 1998, la Chine à elle seule recensait plus de 20000 barrages sur son territoire.

Les barrages accroissent l'utilisation potentielle des cours d'eau. Ils permettent l'irrigation des terres agricoles, la production d'énergie et la constitution de plans d'eau favorables aux activités récréatives et touristiques. Par contre, leur retenue affecte la qualité des eaux, force le déplacement de populations et réduit les surfaces agricoles, les zones humides et les habitats fauniques. Pendant de nombreuses années, on a perçu le bilan opposant leurs avantages à leurs inconvénients comme généralement positif et

l'hydroélectricité comme une énergie propre. C'est en partie ce qui explique la multiplication des barrages pendant les années d'industrialisation. [36]

1.5. Historique des barrages en Algérie

1.5.1. La période coloniale

Les premiers ouvrages remontent au 19^{ème} 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^{ème} siècle : Foug El Gueiss (Khenchela) en 1939, suivi du K'son (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 [62]:

- la technique des barrages n'était pas encore maîtrisée.
- le régime des cours d'eau était mal connu

Tableau 1-1: Les barrages Algériens de première génération (Source : Flamant in PERENNES)

Nom	Oued	Année de construction	Volume initial (hm ³)
Meurad	Djabroun	1852-1959	0.8
Tlelat	Tlelat	1860	-
Tlelat	Tlelat	1869-1870	0.7
Fergoug	Habra	1865-71 puis 1882	30
Cheurfas	Sig	1880-1882	3
Cheurfas	Sig	1886-1892	18
Djidiouia	Djidiouia	1857-1877	0.7
Hamiz	Hamiz	1869-1894	14

Entre 1932 et 1948, neuf (9) barrages seront construits (Tab : 1-2). Ce sont des ouvrages de grandes et moyennes capacités (excepté celui de Foug El Gueiss de petite taille) qui ont, alors, été édifiés : Oued Fodda (1932), Boughzoul (1934), Bakhadda (1936), Ghrib et Foug 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.

Tableau 1-2: Les barrages algériens de seconde génération

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

1.5.2. 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, DjorfTorba 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, K'sob 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).

1.5.3. La période entre 1980-1999

A partir des années 1980, il s'est ensuivi la réalisation de 19 barrages en à peine 10 ans (1980-1990), la période prolifique est celle située entre 1985 et 1989 ou pas moins de

15 barrages sont entrés en service, soit 3 barrages par an, portant le total à 37 ouvrages et un volume déstockage égal à 3,9 milliards de ce. 11 se situaient à l'ouest, 9 dans le Cheliff, 7 au centre et 10 à l'est.

1.5.4.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 Beni Haroun (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).

Tableau 1-3 : Evolution et répartition des barrages par période de réalisation et par régions

	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

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 [19]. Ainsi, 75% des barrages mondiaux sont situés dans quatre (4) pays.

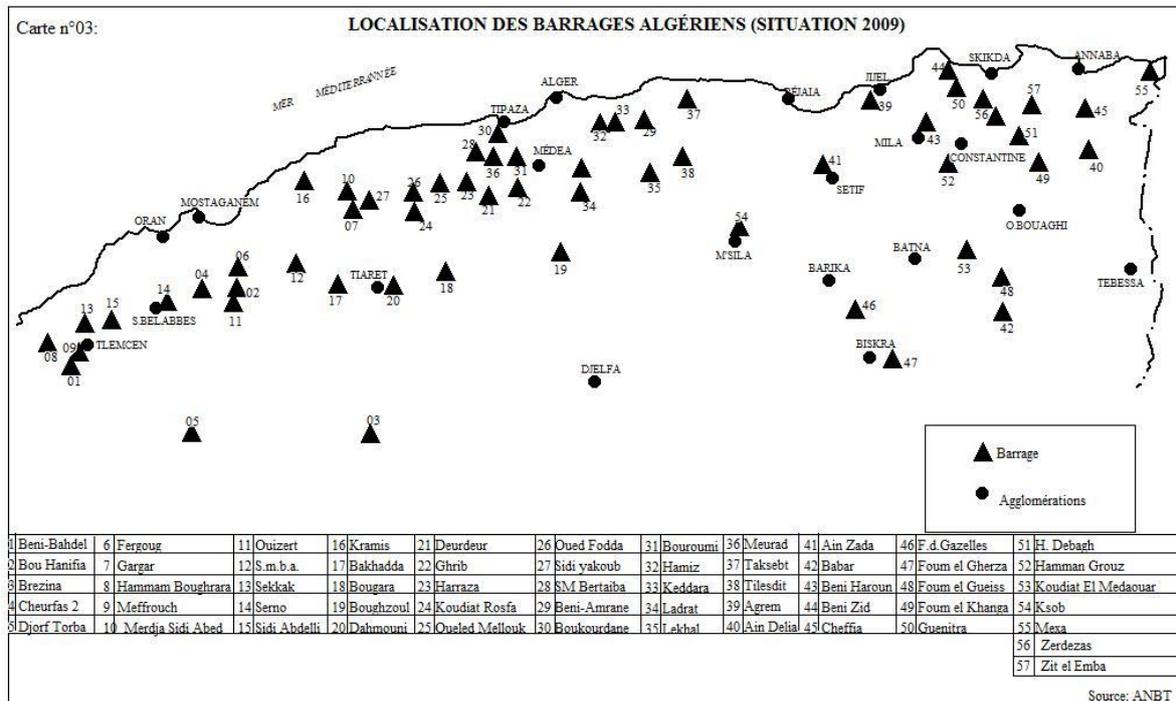


Figure 1.7 : Localisation des barrages en Algérie

Tableau 1-4: Importance des barrages algériens en termes de capacité initiale (situation au 1^{er} trimestre 2009)

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

1.6. Rupture de barrage

La rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale de l'ouvrage, elle entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval, voire un gigantesque torrent.

Bien que les ruptures de barrage soient des événements rares, on en a recensé 2000 depuis le 12^{ème} siècle. La figure 1.7 montre qu'au 20^{ème} siècle, il se produisait entre 10 et 40 ruptures de barrage chaque décennie. Les données les plus récentes indiquent que le nombre de ruptures de grands barrages tend vers 1,5 par année. Si l'on met en relation ces ruptures avec le nombre de barrages en service pendant la même période, on constate néanmoins un recul progressif du taux de rupture. [37].

1.7. Le risque de rupture de barrage

Le risque de rupture brusque et imprévue est aujourd'hui extrêmement faible [56]; la situation de rupture pourrait plutôt venir de l'évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage. Une rupture progressive laisserait le temps de mettre en place les procédures d'alerte et de secours des populations.

En revanche, une rupture partielle ou totale brusque produirait une onde de submersion très destructrice dont les caractéristiques (hauteur, vitesse, horaire de passage...) ont été étudiées en tout point de la vallée.

Dans cette zone et plus particulièrement dans la zone "du quart d'heure" (zone dans laquelle l'onde mettrait moins d'un quart d'heure arrivé), des plans de secours et d'alerte ont été établis dès le projet de construction du barrage.

Il convient enfin de noter que les séismes n'ont jamais provoqué de dégâts sérieux sur des barrages, qu'ils soient en remblai ou en maçonnerie ; cette observation s'est récemment confirmée lors des récents séismes d'Arménie en 1988 et de Californie en 1989.

Les facteurs menaçant l'ouvrage sont [22]:

- les accidents géologiques dont le poids de l'eau retenue en est parfois la cause (ex. : glissements de terrain),
- la perturbation du fonctionnement de la rivière (crues moins fréquentes surprenant les riverains),
- la libération potentielle de la quantité d'eau retenue.

1.8. Modalités de rupture

Il existe plusieurs causes principales de rupture qui ont été observées et répertoriées ([54], [9], [27], [12]).

1.8.1. Rupture instantanée ou graduelle

La rupture d'un barrage est rarement instantanée. Que cela soit pour un barrage en béton ou bien en remblai, il y a eu généralement la formation d'une brèche dans le barrage, qui s'agrandit progressivement. La libération de l'eau se fait donc de façon graduelle. Ce processus de formation de brèche dans un barrage ou une digue a fait l'objet de plusieurs études pour en étudier la dynamique. Cela reste un processus complexe et en général, on fait l'hypothèse que le volume d'eau est lâché instantanément : on parle d'effacement du barrage.

Cette hypothèse va dans le sens de la sécurité, mais peut induire à majorer le risque hydraulique induit par l'onde de crue, en particulier pour les barrages en remblai (qui sont majoritaires) ; pour des barrages en remblai, on observe que la largeur L de la brèche est généralement située dans la fourche $hb \leq L \leq 3hb$, où hb est la hauteur du barrage. Pour ces barrages, le temps nécessaire à former une brèche varie de façon considérable (de quelques minutes à quelques heures) selon le matériau et la cause de la rupture.

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

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

1.8.2. Rupture par renard

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

- Perméables,
- Fortement érodables,

Les barrages naturels sont constitués de matériaux hétérogènes ayant été peu compactés (en comparaison aux barrages de construction. De ce fait ces barrages sont souvent poreux, non imperméabilisés et non drainés. Il y a donc présence d'écoulements internes. Ces écoulements peuvent entraîner de l'érosion interne, qui peut aboutir à une rupture par renard.

Des suintements sont souvent observés à la base de nombreux barrages. Mais ces suintements sont rarement assez importants pour provoquer un « renard ».

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

Il y a peu d'exemple de rupture par renard car celle-ci arrive rarement. Deux cas ont tout de même pu être observés. En 1966, rupture de l'éboulement ayant entraîné la formation du lac Yashinkul sur la rivière Isfayramsay (Centre sudde l'ex URSS) et en 1906 rupture de l'éboulement sur le cache creek (Californie). **[54]**

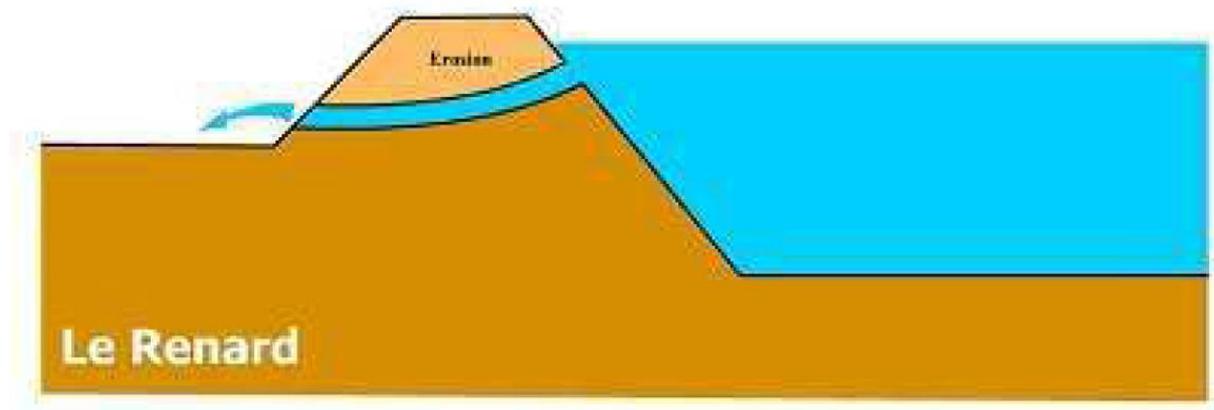


Figure1.8 : rupture par renard

1.8.3. Rupture par glissement

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

Un seul cas de glissement semble avoir été identifié, celui du Cerro Condor-Sencca au Pérou sur la rivière Mantaro, bien qu'il soit possible que la rupture fût due à un effet renard. [54]

1.8.4. Rupture par surverse

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

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

la crête du barrage, puis se développe jusqu'au point bas du barrage, avant de s'élargir jusqu'à une situation d'équilibre (qui n'atteint pas la largeur totale du barrage).

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

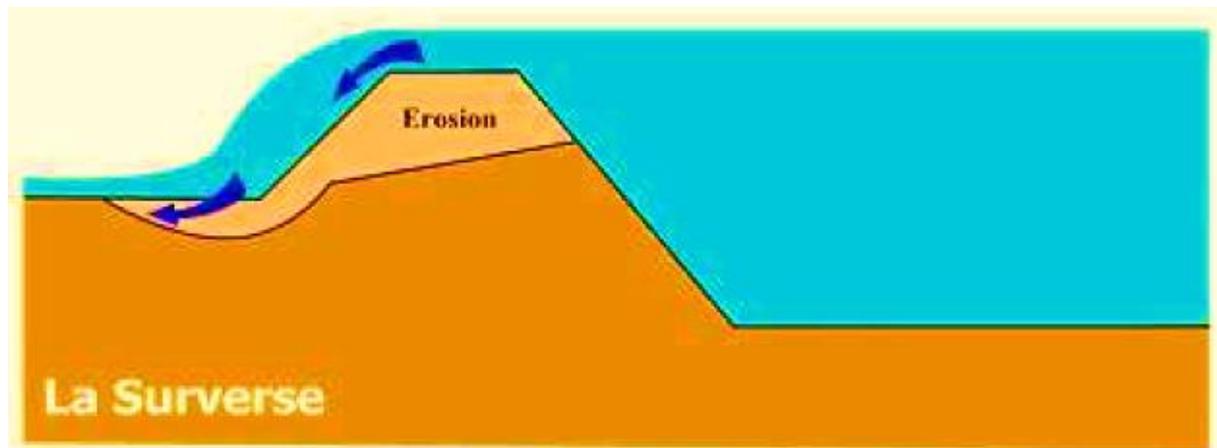


Figure 1.9 : Rupture par surverse

Comme dit précédemment, la plupart des ruptures de barrages sont dues à la surverse.

On peut notamment citer le cas du barrage de « La Josefina » sur le Rio Paute, en Equateur en 1993. [7]

1.8.5. Rupture de petit barrage d'accumulation

Les Alpes ont été équipées au cours du XX^e d'un grand nombre de barrages pour la production d'électricité. Plus récemment, au cours des 10-20 dernières années, des petits barrages ont été construits pour la production de neige de culture dans les stations de ski et, dans une moindre mesure, pour assurer l'approvisionnement en eau potable lors des pics de fréquentation touristique. On prévoit au cours des 10-20 prochaines années un accroissement considérable du nombre de petites retenues (d'un facteur 3 environ d'après les études prospectives) et une augmentation du volume de stockage (qui passerait de l'ordre de 50 000 m³ en moyenne actuellement à quelques centaines de milliers de m³ dans le futur). Les petites retenues peuvent connaître des accidents plus ou moins graves. Ainsi, en août 2004 et au printemps 2005, deux ouvrages ont connu une rupture lors de leur mise en eau en France, entraînant une ruine

partielle ou totale. En mars 2006, une retenue pour la production de neige de culture à Pelvoux (Hautes-Alpes, France) a été impactée et vidée par une avalanche, heureusement sans conséquence pour le camping (vide en saison) situé en contrebas.

Les ouvrages d'accumulation sont pourtant placés dans un milieu naturel hostile et donc exposés à des contraintes sévères (cycle gel/dégel, vieillissement des bétons, géo membranes, etc.) ainsi qu'à des dangers naturels (mouvement de terrain, avalanche, chute de blocs, etc.).

Comme ils sont assez souvent construits à l'amont d'enjeux significatifs (typiquement une station de ski), leur rupture peut éventuellement causer des dommages sévères.

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

1.9. Quelques ruptures majeures

Des ruptures de barrage majeures ont eu lieu dans un certain nombre de pays et ont parfois donné lieu à des enquêtes minutieuses et à des bilans précis. Nous en présentons plusieurs ici parce qu'elles reflètent des types d'ouvrages, et donc de ruptures, différents. [36]

Tableau 1-5 : Les principaux accidents dans le monde [51]

Barrages	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage	Volume de la retenue	Nombre de victimes
			(m)	(hm ³)	
Panshet	Inde	1961	49	214	1000
Sempor	Indonésie	1967	60	56	200
Barrage en remblai, rupture durant la construction					
Dale Dyke	Grande-Bretagne	1864	29	3.2	230
Barrage en remblai, rupture lors de la première mise en eau					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	États-Unis	1874	13	-	140
South Fork	États-Unis	1889	21	18	2200
Walnut	États-Unis	1890	33	11	129
Grove					
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0.2	139

Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	-	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	États-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture en service					
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Malpasset	France	1959	60	49	423
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	1000
Barrage à contreforts et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7.3	140

Tableau 1-6 : Ruptures par dépassement de capacité recensées dans le monde avant 1950 [36]

Nom	Pays	Date de rupture	Date de la mise en eau	Hauteur (m)	Réservoir (10 ⁶ m ³)
Irukaike	Japon	1968	1633	28	18
Johntown	Etats-Unis	1889	1842	22	19
South Fork	Etats-Unis	1889	1852	21	18
Waghad	Inde	1880	1880	32	17
Lake Vera	Etats-Unis	1905	1880	15	ND
Walnut Grove	Etats-Unis	1890	1880	33	19
Castlewood	Etats-Unis	1933	1890	28	4
Avalon	Etats-Unis	1903	1895	14	ND
Lowerotay	Etats-Unis	1916	1901	46	52
Cazedero	Etats-Unis	1965	1906	21	16
Wisconsin	Etats-Unis	1911	1909	18	25
Sweet Water	Etats-Unis	1916	1911	35	54
Lake Barcroft	Etats-Unis	1972	1913	21	3
Swift	Etats-Unis	1964	1914	47	37

Hebron	Etats-Unis	1914	1915	17	ND
Sepulveda	Etats-Unis	1914	1915	17	ND
Lookout Shoals	Etats-Unis	1916	1915	24	49
Mammoth	Etats-Unis	1917	1916	23	13
Oklahomma	Etats-Unis	1923	1920	16	26
Lake Hemet	Etats-Unis	1925	1923	45	17
Dykstra	Etats-Unis	1926	ND	15	ND
Rosnow	Pologne	1940	1925	13	8
Briseis	Australie	1929	1926	17	1
Balsam	Etats-Unis	1929	1927	18	ND
Pagara	Inde	1943	1927	30	166
total	25				

Tableau 1-7 : Ruptures par dépassement de capacité recensées dans le monde après 1950

Nom	Pays	Date de rupture	Date de la mise en eau	Hauteur (m)	Réservoir (10 ⁶ m ³)
Ogayarino	Japon	1953	1944	24	0.16
Rincon	Uruguay	1959	1945	41	9000
Heiwake	Japon	1951	1949	22	0.2
Pardo	Argentine	1970	1949	15	0.1
Ovcarbanja	Yougoslavie	1965	1952	27	3
Karagpur	Inde	1961	1956	24	55
Kaddam	Inde	1959	1957	40	215
Sales de Oliveira	Brésil	1977	1958	35	25
Bolan	Pakistan	1976	1960	19	89
Euclides de	Brésil	1977	1960	61	13

1.10. Modes de rupture des barrages en béton

De l'analyse des ruptures de barrages en béton, il ressort que les problèmes liés à la fondation constituent la cause de rupture la plus fréquente. La ruine de l'ouvrage est principalement provoquée par l'érosion interne et une résistance insuffisante au cisaillement de la fondation. Elle peut aussi être due à des déformations excessives de cette même fondation.

La rupture d'un barrage-poids peut être liée à une stabilité insuffisante consécutive à une diminution des propriétés des matériaux, à des déplacements irréversibles, à des pressions et contraintes excessives ou à une réduction de section par la présence de fissures. Un glissement peut aussi se manifester à l'interface barrage-fondation. Il faut souligner que les sous-pressions jouent un rôle fondamental. Elles peuvent agir dans des fissures amont provoquées par des contraintes de traction, devenir excessives à cause d'un drainage inadéquat voire inexistant. Une montée du niveau du plan d'eau nettement au-dessus des valeurs admises modifie les forces dues à la poussée de l'eau et aux sous-pressions et peut mettre en péril la stabilité d'ensemble.

Pour les barrage-voute, la rupture peut être due à des problèmes en fondation (résistance au cisaillement insuffisante, sous-pressions, érosion interne et externe), fissures dans la structure et détérioration du béton. Le cas le plus connu est la rupture du barrage-voûte de Malpasset (France) en 1959.

Enfin, une érosion externe important au pied aval, tel un affouillement provoqué par un écoulement, peut être la cause d'instabilité. [53]

1.10.1. Rupture du barrage-voute malpasset (France)

Le barrage-voute malpasset avait une hauteur de 66m pour une longueur en crête de 222 m. l'épaisseur au couronnement était de 1,5m et son épaisseur a la base de 6,78m.

Le 2 décembre 1959. Le barrage de malpasset fut emporté dans la soirée, alors que le niveau d'eau était voisin de la crête du déversoir. Il s'agissait du premier remplissage. Pratiquement, toute la voute s'effaça en un instant, seules demeurent la partie du barrage en rive droite et la base de la partie centrale. Le barrage fut totalement détruit sur la rive gauche et une grande cavité en forme de dièdre apparut dans le rocher.

L'appui se déplaça horizontalement de 2 mètres. La partie subsistant subit une rotation en bloc autour de l'extrémité de la rive droite avec un déplacement maximum de 80 cm. Des morceaux de béton et rocher, on devait constater une bonne adhérence entre béton et rocher.

La rupture du barrage fut le résultat d'une combinaison imprévue de causes dont certaines n'avaient pas été envisagées auparavant. Le site de Malpasset est caractérisé par une faille étanche plongeant sous le barrage de l'aval vers l'amont avec angle de 45° et par un grand nombre de surfaces de glissement potentielles non détectables plongeant de l'amont vers l'aval. La sous-pression provoquée par l'eau du réservoir agissant sur une surface importante de la fondation rocheuse profonde a développé une force capable d'atteindre une valeur suffisante pour soulever le barrage et le dièdre qui le supportait. La sous-pression a pu se produire en raison de la faiblesse du rocher et le comportement du gneiss modérément imperméable dans les conditions normale. Ce dernier devient imperméable lorsqu'il est comprimé et agit comme un écran imperméable dans la fondation contre lequel viennent buter les infiltrations en provenance du réservoir. Sous l'effet de la pression hydrostatique du fait de la faible cohésion entre les surfaces de glissement potentielles, la fondation s'est légèrement déplacée vers l'aval, provoquant une fissure dans laquelle la sous-pression a pu se manifester à cause de l'imperméabilité de la faille aval. Cette faille et la fissure amont délimitaient un dièdre rocheux de la fondation, ce bloc et le barrage furent soulevés par la sous-pression comme si la fondation avait explosé (source Water Power & Dam construction. 1985). [53]

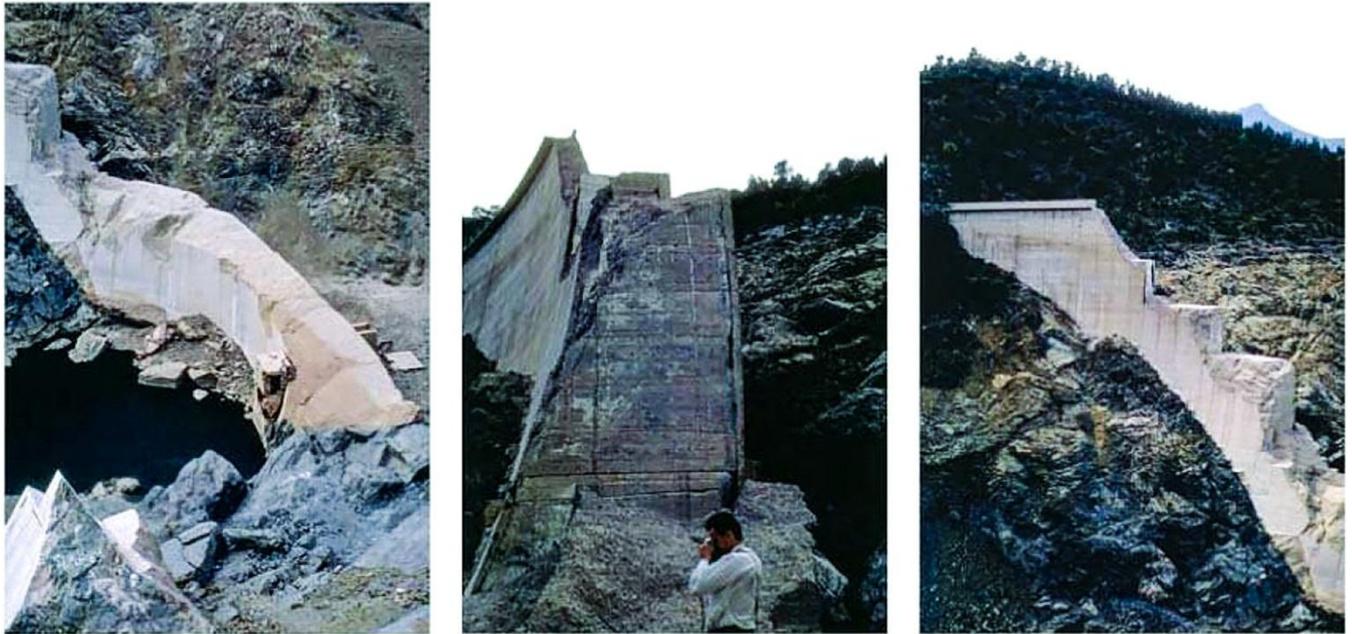


Figure 1.10: barrage malpasset après la rupture [53]

1.10.2. Rupture du barrage-voute Vajont (Italie)

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[36]

Le 9 octobre 1963 un glissement de terrain à mobiliser 260 Mm³ de terres et de roches dans la retenue du Vajont barrée par un barrage-voûte achevé en 1959 [40].

La vague engendrée a atteint une hauteur de 260m au-dessus du niveau du réservoir avant de retomber dans la gorge de la Piave, détruisant six villages dont Longarone On évaluait que l'accident a fait plus de 2000 morts en quelques minutes.



Figure 1.11: Barrage du Vajont après le mouvement de terrain du 9 octobre 1963. [12]

1.10.3. Rupture du barrage poids à contreforts de Shihkang (Taiwan)

Le barrage 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. [53]



Figure1.12: rupture de barrage Shihkang (Taiwan) [53]

1.11. Modes de rupture des barrages en remblai

Selon les statistiques de la CIUB, la submersion constitue la principale cause de rupture des barrages en remblai. Ce débordement en crête peut être consécutif à une montée incontrôlée du plan d'eau, à une mauvaise gestion des apports dans la retenue ou à une vague provoquée par l'arrivée d'un volume important de matériau dans la retenue. Une réduction de la revanche par tassement suite à un tremblement de terre peut aussi favoriser cet écoulement au-dessus du couronnement.

Le second cas est relatif à l'érosion interne qui se manifeste par une migration de particules à travers des chemins préférentiels dans le corps du barrage ou en fondation. L'érosion interne est provoquée par une haute vitesse des percolations ou des filtres mal conçus. Le conduit de fuite s'agrandit jusqu'à engendrer la ruine de l'ouvrage (barrage en remblai de Teton, USA).

Le troisième cas concerne l'érosion externe causant une détérioration du couronnement et de la surface des talus par une circulation d'eau superficielle. Au couronnement, le mécanisme de rupture s'amorce à partir d'un bord aval en progressant jusqu'à former une brèche. Cet écoulement peut aussi provoquer des dégâts en pied de talus.

Un dernier cas de rupture concerne un glissement en masse d'un volume important du corps du barrage et/ou de sa fondation qui se déplace le long d'une surface de rupture. Ce mouvement de masse est généralement initié par le développement excessif de pressions interstitielles qui engendre une diminution des contraintes effectives entraînant dans un cas extrême un cisaillement du remblai et/ou des fondations (barrage aval en remblai de San Fernando, USA, sous sollicitations sismiques).

Les cas relatifs aux érosions interne et externe, ainsi que celui du glissement de masse ont des causes en rapport avec la géotechnique des Barrages. [53]

1.11.1. Rupture du barrage en remblai de 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 3juin, 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 5juin, 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 40 m sous le couronnement. L'eau, d'un débit de 0.05 m³/s. sortait en rive droite d'un point proche du contact du barrage avec son appui. Puis de l'eau sale aussi été vue sortante du talus à proximité du pied du barrage avec un débit 0.7 m³/s. Dans la partie supérieure le débit augmenta continuellement. Plus tard un large trou se forma et érôda le barrage, enfin une brèche apparut au niveau du couronnement. Le barrage se rompit alors complètement. [53]



Figure1.13 : rupture de barrage Teton (USA) [53]

1.11.2. Rupture du barrage aval en remblai de San Fernando (Van Norman) USA

Le 9 février 1971, au matin, un violent séisme de magnitude 6,6 issu d'une faille de 20 km ébranla la vallée de San Fernando, dans laquelle étaient construits les barrages en remblai amont et aval de San Fernando. Le barrage amont présenta des signes de fissuration et de déformations irréversibles, tandis que la recharge amont du barrage aval glissa de 46 m dans la retenue. Une revanche résiduelle de 1.4 m de matériau en place fissuré subsista. Les reconnaissances montrèrent que la liquéfaction d'une partie inférieure de la recharge amont était responsable du glissement. Le déplacement maximal du pied amont fut de 61m.

La reconstitution de l'accélérogramme établit l'accélération maximale entre 0.55 et 0.6 g et que le glissement se manifesta 20 à 30 secondes après l'arrêt des secousses. La recharge amont glissa pendant 40 s à la vitesse de 1.5 m/s: la retenue n'était pas pleine. Source: Pathologie des barrages; de l'analyse au diagnostic. Bulletin du FRCOLD. [53]

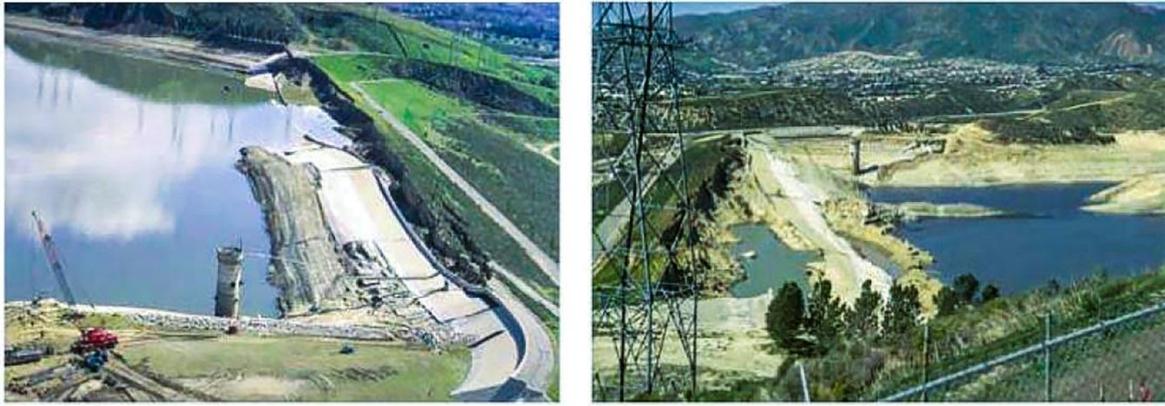


Figure1.14: rupture de barrage en remblai de San Fernando (Van Norman) USA
[53]

1.11.3. Cas du barrage en remblai de Zeyzoun (Syrie)

Le barrage en remblai (le Zeyzoun, d'une hauteur de 43m et s'étendant sur une longueur de près de 5 km, est de type mixte terre-enrochement (earth-rock dam) avec noyau central.

La capacité de son réservoir est de 71 millions de m³ et l'eau destinée à l'irrigation est amenée par pompage. Une brèche de 80 m s'est formée le 4 juin 2002 par submersion en raison d'une accumulation trop importante due aux apports qui n'avaient pas été interrompus. Le volume emmagasiné était de 82 millions de m³ au moment de la rupture. [53]



Figure1.15 : rupture de barrage en remblai de Zeyzoun (Syrie) [53]

1.12. Rupture en Algérie

1.12.1 Barrage Fergoug

La rupture du barrage Fergoug. Montre que les premiers barrages Algériens ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de réalisations 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. Les principales caractéristiques du barrage se trouvent dans le tableau ci-dessous.

Tableau1-8 : les caractéristiques principales du barrage Fergoug [14]

Date de construction	1865
L'année d'achèvement	1871
Type de barrage	Barrage poids
La hauteur (au-dessus du thalweg)	35m
La hauteur à partir de fondation	43m
La largeur maximum de fondation	33m
La capacité de la cuvette	30m
Le débit de crue	400-500 m ³ /s
La hauteur de barrage	32

1.12.1.1. La rupture en 1881

Le 10 mars 1872 : une crue exceptionnelle estimée à 700 m³/s provoqua la rupture du déversoir (qui oblige pour créer une brèche).

Le 15 décembre 1881 : une crue de 850 m³/s emporta 125 mètre du barrage sur la rive droite. 250 personnes furent noyées, ponts, et maisons emportées par les flots déchainés. La reconstruction du barrage dura deux années, de 1883 à 1885, avec modification du profil et couta 1300000 frs [14]

1.12.1.2. La rupture en 1927

Le 25 novembre 1927, le niveau de l'eau ne cessait de monter obligeant les responsables du barrage à ouvrir les vannes d'évacuation 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 27m.

Le samedi matin, à 10 h. 45, le barrage de l'Oued Fergoug, de 32 m 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. Trois quart d'heure après l'annonce de rupture. Les flots torrentiels déferlaient dans les rues de Perrégaux, dans un vacarme assourdissant et angoissant.

La vague, puissante et dévastatrice, emporte sur son passage le pont métallique du chemin de fer, le dépôt des chemins de fer de l'état, les locomotives et leurs wagons sont soulevés, renversés, transportés jusque dans les rues de la ville. Les routes coupées, les vergers arrachés, les récoltes anéanties. L'eau submerge et dégrade la route Perrégaux-Oran. Dans la ville, une cinquantaine de maisons n'ont pas résisté et de sont effondrées sous le choc et la poussée d cette force naturelle que l'on avait essayé de maîtriser. Dans les rues, la hauteur des eaux boueuses atteint deux mètre. Grâce à l'appel téléphonique de l'ingénieur du barrage, mais aussi du fait que la catastrophe se soit déroulée de jour, il n'y eut pas de victime à Perrégaux. On dénombra cependant quelque noyés dans la plaine. [14]

1.13. Conclusion

Les barrages sont une infrastructure critique qui sert généralement dans le but principal de retenir l'eau. En outre, un barrage peut également être utilisé pour recueillir de l'eau, l'irrigation, le contrôle des inondations, et l'approvisionnement en énergie.

En contrepartie de ces multiples aspects positifs, les barrages constituent un potentiel de destruction énorme s'ils se rompent, on leur attribue plus de 8 000 pertes de vie depuis 1900, ainsi que des pertes économiques considérables et des destructions significatives.

Les dernières statistiques montrent que le taux de rupture des barrages de tout type diminue, en effet ceci peut être expliqué par les progrès accomplis en matière de conceptions et de surveillance des barrages sans oublier la grande expérience tirée des ruptures antérieures.

Toutefois, il est faux de croire qu'avec ces progrès, les civilisations sont à l'abri d'éventuelles ruptures et que la surveillance des barrages est une pratique dépassée et superflue. Il persiste en effet un risque résiduel lié aux difficultés rencontrées quant à la caractérisation du milieu naturel. En effet, l'environnement accueillant l'ouvrage est parfois très variable ce qui le rend très difficile à caractériser, notamment en ce qui a trait à l'anticipation de son comportement à long terme.

Il est important par conséquent d'être prêt à réagir face aux conséquences de ces événements très rares. 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). Ce plan prévoit les mesures qui seront prises en cas de rupture réelle ou imminente du barrage pour protéger les personnes et les biens localisés en amont ou en aval du barrage ou atténuer les effets de ce sinistre.

Chapitre 02 :
Analyse de risque des barrages

2.1. Introduction

Le risque zéro n'existe pas. Tel est désormais, à juste raison, le discours des ingénieurs dans le domaine qui nous intéresse aujourd'hui, à savoir les barrages et autres aménagements de maîtrise des eaux.

Ce n'était pas le discours de la période des Trente Glorieuses, où, même si l'ingénieur prenait en considération la notion de risque dans la conception et dans la gestion des aménagements, cela ne transparaissait guère dans le discours officiel.

À tel point que le public a longtemps cru que, grâce à la technique, le risque était maîtrisé, voire inexistant.

Face à un tel manque de communication, les rappels, parfois dramatiques, à la réalité ont alors eu deux effets dans le public : soit le développement de peurs parfois largement exagérées (« on nous cache des choses »), soit une demande de protection accrue (« plus jamais ça ! »), mais souvent irréaliste. On voit d'ailleurs que ces deux effets s'alimentent souvent l'un l'autre.

En conséquence, le nouveau discours de vérité que tient désormais l'ingénieur a souvent du mal à être entendu et compris. Espérons que la première session de ce colloque y apportera sa contribution.

2.2. Qu'est-ce que le risque ?

Il nous faut bien commencer par-là, tant cette notion est souvent galvaudée dans le langage courant, où l'on confond risque et conséquence, risque et événement, ou risque et probabilité.

Dans la communauté scientifique, le concept de risque est par contre clairement établi et j'emprunterai la définition suivante à Villemeur (1988) : « Le risque est une mesure d'un danger associant une mesure de l'occurrence d'un événement indésirable et une mesure de ses effets ou conséquences » [65].

Comme le rappelle Patrick le Delliou dans sa contribution, le risque apparaît donc comme un ensemble de triplets comportant chacun un scénario conduisant à un événement indésirable, la probabilité associée à ce scénario, ses conséquences [44].

Pour un barrage, les événements indésirables sont, bien sûr, la rupture totale ou partielle du barrage avec une quantité significative d'eau relâchée à l'aval, mais aussi tous les événements liés à l'exploitation courante de l'ouvrage et en particulier la non-maîtrise des débits à l'aval.

De nombreux scénarios peuvent conduire à ces événements indésirables : sollicitations extrêmes, vieillissement de la structure, ouvertures intempestives de vannes, erreurs humaines, pour n'en citer que quelques-uns.

Le risque est parallèlement lié aux conséquences de l'événement. Celles-ci sont évidemment multiples. Elles se décrivent d'abord en termes de vies humaines, mais aussi en termes économique (y compris les pertes d'exploitation), social, environnemental...

Enfin, et c'est là que commencent les vrais difficultés, la définition de Villemeur emploie plusieurs fois le mot mesure. Si les ingénieurs sont habitués à associer des probabilités d'occurrence à certains aléas tels que les crues, d'autres aléas sont beaucoup plus délicats à quantifier, ainsi l'érosion interne, l'erreur humaine... La mesure des

conséquences est également très difficile, en particulier lorsqu'il y a des conséquences sur les personnes (décès ou blessures).

Et au final, quand bien même on arriverait à une mesure du risque, la question est de savoir si ce risque est acceptable, question qui d'ailleurs ne relève plus de l'ingénieur, mais de la société, avec des réponses qui dépendront beaucoup du domaine abordé (accidents de la route versus accidents industriels) et du contexte (avant ou après la catastrophe).

C'est pourquoi à l'heure actuelle, les études d'analyse de risques sur les barrages se sont surtout intéressées aux scénarios conduisant aux événements indésirables et ont plutôt cherché à identifier les points faibles d'un barrage ou à comparer les niveaux de performances au sein d'un parc d'ouvrages [30]

L'objectif est alors de définir des priorités d'intervention, en vue de diminuer la probabilité d'occurrence d'événements indésirables.

Mais ne serait-ce que vis-à-vis de ces objectifs, l'analyse de risques apporte un plus par la rigueur des méthodes qui la sous-tendent [46].

On peut donc lui pronostiquer un bel avenir, à l'image des évolutions dans le domaine industriel où la loi du 30 juillet 2003 prescrit désormais, pour les installations classées, une étude de danger donnant lieu à une analyse de risques.

Au-delà de ces aspects généraux de l'analyse de risques pour lesquels je vous renvoie à la communication de Patrick Le Delliou, quatre aspects sont plus particulièrement abordés dans les communications :

- l'aléa,
- le scénario extrême, c'est-à-dire la rupture du barrage,
- les risques liés à l'exploitation,
- les ouvrages hydrauliques visant à diminuer le risque de crues.

2.3. L'ALEA

Les principaux aléas externes auxquels sont exposés les barrages sont les crues, les séismes et les glissements de terrain dans les retenues, ces derniers étant susceptibles de provoquer une, vague sur le barrage. Ces aléas sont examinés dans un cadre

réglementaire pour l'établissement des plans particuliers d'intervention (PPI) qui concernent les 100 plus grands barrages français. Ces aléas ont également été examinés à l'occasion de l'établissement des projets de tous les barrages construits ces dernières décennies, en particulier après 1966, date de création du Comité technique permanent des barrages (CTPB).

La communication de Michel Poupart et Gilbert Castagnier présente une synthèse de ces études de risques réalisées pour l'établissement des PPI sur les 68 barrages exploités par EDF et concernés par ces mesures. Les trois risques : crues, séismes et glissements de terrain sont abordés, le dernier étant plus particulièrement développé.

Les mouvements de terrain sont répartis en six grands types. Les reconnaissances de terrain et l'analyse structurale de chaque pourtour de réservoir permettent d'identifier les zones de mouvements potentiels, de les rattacher à un des types préalablement définis et de leur affecter une potentialité d'occurrence. Des mesures de gestion sont alors proposées pour les cas où le niveau de risque le justifie.

Pour les barrages plus anciens, et de façon générale pour tous les barrages en service, les exploitants et les services de contrôle procèdent périodiquement à une réévaluation de la sécurité qui porte bien évidemment sur les trois aléas externes indiqués ci-dessus, mais qui examine aussi les aléas internes liés au vieillissement de la structure ou aux dysfonctionnements des organes hydrauliques. Enfin, plus récemment, on s'est aussi préoccupé des risques liés aux actes terroristes.

La communication de Jacques Lavabre nous ramène à l'aléa crues. L'événement pluviométrique et les crues de septembre 2002 dans le département du Gard ont entraîné, sur un des barrages écrêteurs, un large dépassement de la cote des plus hautes eaux du projet et une surverse sur le couronnement de l'ouvrage. Ce déversement a été heureusement sans conséquence sur la stabilité du barrage, qui disposait d'une bonne marge de sécurité intrinsèque. Mais une telle surverse est sans précédent sur le parc des grands barrages français et amène donc à s'interroger sur les études hydrologiques antérieures de cet ouvrage et, plus largement, sur nos approches habituelles des crues extrêmes sur le pourtour méditerranéen. Au passage, on verra que malgré l'abondance de données dont on a pu disposer sur cet événement, les incertitudes restent élevées sur certains résultats.

2.4. Le scénario extrême, c'est-à-dire la rupture de l'ouvrage

Ce qui montre bien qu'il y a encore des réserves à en parler. Et pourtant, comme déjà indiqué ci-dessus, la réglementation française impose l'établissement d'un PPI pour les barrages dépassant un seuil de hauteur de l'ouvrage et de volume de la retenue. Nous avons abordé les aspects aléas qui sont étudiés dans ce cadre. Mais on s'intéresse bien sûr aussi aux conséquences d'une éventuelle rupture, par la simulation numérique de l'onde de crue consécutive à la rupture. Le résultat est traduit sous forme de cartes à l'échelle du 1/25 000e. La loi du 22 juillet 1987 et ses décrets d'application prescrivent que le PPI a vocation à être consulté par le public. Le préfet, en liaison avec l'exploitant, est chargé de faire diffuser l'information et en particulier d'établir des brochures comportant les consignes destinées aux populations. À ce jour, les études de dangers ont été réalisées et examinées par le CTPB pour la quasi-totalité des barrages concernés. Les PPI sont prescrits pour un certain nombre de barrages, mais la phase d'information du public n'a été totalement menée, à ma connaissance, que sur un seul barrage (le barrage de Bimont). On peut donc y voir une certaine frilosité dans la rencontre avec le public sur un risque aussi particulier, caractérisé par une probabilité d'occurrence extrêmement faible mais des conséquences particulièrement dramatiques.

Cependant, l'expérience du PPI du barrage de Bimont, situé à l'amont immédiat d'Aix-en-Provence, a été largement positive et a permis de ramener à un niveau plus raisonnable un certain nombre de peurs parfois infondées au sujet de ce barrage.

2.5. Les risques liés à l'exploitation

Dans une tout autre gamme de probabilité d'occurrence, les risques sont aussi liés à l'exploitation des ouvrages, ainsi qu'est venu cruellement le rappeler l'accident survenu le 4 décembre 1995 sur le Drac, en aval du barrage de Notre-Damede-Commiers, accident qui a fait sept victimes.

La communication de Jean-Yves Delacoux et Pierre Valiron porte sur les mesures qui ont été prises suite à ce drame. Au-delà des premières mesures, EDF s'est engagé dans des

actions sur la durée qui sont détaillées dans l'article et qui se traduisent en particulier par des indicateurs de sûreté hydraulique. Mais le plus remarquable est le dialogue qui s'est instauré entre EDF et le milieu associatif, au plan national et au plan local. Ce dialogue, parfois difficile, mais au final fructueux, a permis de rendre plus crédibles les solutions proposées pour améliorer la sécurité et d'entraîner l'adhésion de l'ensemble des acteurs concernés par la rivière. Le milieu associatif reste toutefois vigilant face aux évolutions du secteur électrique et aux conséquences possibles du développement de la concurrence et donc de la contrainte économique. Car, bien sûr, toutes ces actions de concertation et d'information, et ce souci de sécurité d'exploitation, ont un coût.

2.6. Le risque : aléas, enjeux et vulnérabilités

Malgré la multiplicité des définitions du risque, plusieurs composantes restent constantes : l'aléa et les enjeux, caractérisés par un degré de vulnérabilité. Ces principales composantes conditionnent également la gestion du risque naturel qui se divise en deux types d'actions : la maîtrise de l'aléa et la réduction des enjeux et des vulnérabilités.

2.6.1. L'aléa à l'origine du risque

Y. Veyret et N. Meschinet de Richemond (2003a) définissent l'aléa comme un « évènement possible qui peut être un processus naturel, technologique, social, économique et sa probabilité de réalisation » [64]. Il est également considéré « au sens restreint, par la probabilité d'occurrence d'un phénomène » [15].

L'intensité, la fréquence ou occurrence sont les principales caractéristiques de l'aléa, mais « sa dimension spatiale n'est pas systématiquement mise en avant » [45], or, l'espace affecté par l'aléa est déterminant dans la gestion du risque. Certains auteurs précisent ces caractéristiques en y instaurant non seulement une dimension spatiale mais également temporelle. L'aléa affecte une aire, un territoire pendant une durée indéterminée ([15]; [4]). La définition de l'aléa possède donc nombre d'incertitudes. Il est qualifié de phénomène et/ou l'évènement sans connaître précisément sa durée, le moment où il va se produire, son ampleur et enfin le territoire qu'il va affecter. La probabilité et l'aléatoire priment et ces notions marquent l'imprévisibilité des phénomènes. Même si l'instrumentation de mesures et les modélisations se perfectionnent et permettent une prévision d'un évènement, il reste impossible d'affirmer pouvoir tout prévoir. Une part d'imprévisible « la théorie du cygne noir »

[58] doit être considérée dans les prévisions et par les acteurs –qui gèrent et qui subissent- le risque de l'aire affectée par l'aléa.

L'aléa apparaît ici comme un phénomène indépendant, extérieur, isolé, n'ayant aucune incidence positive ou négative. Ce n'est qu'une fois « couplé » aux enjeux qu'il devient risque. En effet, dans sa définition stricte, il n'apparaît pas comme une menace. Si un séisme, une avalanche ou tout autre phénomène naturel affecte un territoire dépourvu de toute occupation humaine, il ne présente pas de danger et reste à l'état de phénomène, d'excès comme en connaît fréquemment la nature [17].

2.6.2. Les Composantes Anthropiques Du Risque : enjeux et vulnérabilités

Les enjeux et leur vulnérabilité¹ donne sa dimension sociale au risque.

Les enjeux sont représentés par les personnes, les biens publics et privés, les activités économiques, l'environnement, exposés aux aléas. ([64]; [32]). Selon leur nature, les enjeux peuvent être classés en différents types. Il s'agit des enjeux « patrimoniaux, humains, économiques, fonctionnels, identitaires ou territoriaux et politiques » [60].

Tandis que B. Ledoux [32] les distinguent comme : « les biens des particuliers, les enjeux économiques, les enjeux agricoles, les infrastructures et les enjeux humains ».

La vulnérabilité représente le degré potentiellement dommageable des enjeux face à un évènement extérieur (l'aléa). Si, cette définition dénote une absence de réactivité de la société [64], celle de R. d'Ercole la considère comme « la propension d'une société donnée à subir des dommages en cas de manifestation d'un phénomène naturel ou anthropique ». Définition qui peut être complétée en estimant la vulnérabilité comme « un système de facteurs structuraux (socio-économiques, culturels, fonctionnels et institutionnels), conjoncturels (dysfonctionnements) et géographiques (caractéristiques de l'impact), qui influencent la capacité de réponse sociale au désastre et en font ainsi varier les effets » [59].

Les études sur la vulnérabilité conduites par R. D'Ercole et J-C Thouret, leur ont permis d'aboutir à deux approches. Le premier fait référence à l'endommagement potentiel des biens et personnes exposés au risque tandis que la seconde, complémentaire, intègre les conditions d'endommagement et de réponse des sociétés face au risque. En plus de l'endommagement, la vulnérabilité comprend la notion de résilience, soit la capacité d'une société à se rétablir après un sinistre [59]. Cette approche de la capacité à faire

face arriva relativement tard en France, en 1994, avec les travaux de Robert d'Ercole. Cette acception de la vulnérabilité est initiée dès les années 1940 par les géographes de l'école de Chicago (F. White, 1945 ; 1961) suivis par d'autres auteurs comme K. Hewitt [6], [5].

La vulnérabilité comporte, somme toute, une connotation négative puisqu'elle implique une passivité ou une réaction non adaptée des sociétés qui subissent l'aléa. « Etre vulnérable, c'est être physiquement exposé à un aléa, c'est présenter une certaine fragilité face au sinistre qui pourrait survenir et c'est aussi ne pas envisager, ou mal envisager, les moyens disponibles pour faire face à la crise ». [63]. En effet, moins la société est préparée et adaptée au risque, en termes de réponse face au risque et plus elle est vulnérable. Les géographes américains sont d'ailleurs les premiers à relier vulnérabilité et pauvreté ; les conditions socio-économiques interagissent avec la capacité de la société à se prémunir du risque. Les sociétés vont donc s'organiser ou non, en fonction de leurs volontés et de leur possibilités, pour agir sur leurs vulnérabilités. On peut ainsi, selon leurs réactions, leur attribuer une capacité de résistance. La notion de résistance finit de compléter la définition de la vulnérabilité :

« la vulnérabilité inclut l'exposition de la population au risque, la résistance ou l'efficacité des mesures visant à prévenir, à éviter ou à réduire les dommages et la résilience d'une société ou sa capacité à recouvrer son fonctionnement une fois le dommage absorbé ». [60].

La vulnérabilité se différencie également selon la nature des éléments exposés, elle peut être humaine, socio-économique et environnementale [64] mais aussi structurelle et conjoncturelle. Elle évolue également dans une dimension temporelle et spatiale [45] précise la variation temporelle et estime que « la vulnérabilité évolue à toutes les échelles de temps : dans le temps court, parce que la répartition de la population dans un territoire modifie constamment au fil de la journée, de la semaine, de l'année. (...). La vulnérabilité évolue également dans un temps plus long, au fil de l'urbanisation ou du dépeuplement d'un lieu ». Il est possible d'établir une vulnérabilité par pas de temps, par plages horaires. Ces approches sont abordées, par exemple, dans le cas des inondations à Nîmes [33] ou des séismes à Nice [34].

Mais comme le souligne P. Pigeon (2005) et F. Leone (2007), l'approche analytique de la vulnérabilité, telle que nous l'avons décrite ci-dessus, ne suffit pas. établit un modèle conceptuel du système vulnérable qui : « place l'homme au cœur du processus

d'évaluation, en tant qu'enjeu suprême à préserver. Sa vulnérabilité individuelle (humaine) est dépendante du milieu construit (les infrastructures) dans lequel il se trouve (vulnérabilité structurelle), de facteurs intrinsèques (psychosociologiques et physiologiques) et de facteurs socio-économiques et organisationnels. L'un et l'autre (l'homme et le milieu construit) appartiennent respectivement à des systèmes organisés, social et territorial, dont la vulnérabilité fonctionnelle est largement dépendante des vulnérabilités humaines et structurelles et d'une multitude d'autres variables (géographiques, démographiques, institutionnelles) ». Certains auteurs qualifient même l'ensemble de la société de vulnérable. C'est la caractérisation, l'évaluation et l'analyse des enjeux qui permettront de mettre en évidence leurs vulnérabilités.

A chaque type d'enjeu, il sera alors possible d'attribuer un niveau de vulnérabilité. La vulnérabilité humaine s'exprime en fonction des capacités de réaction ou la faculté des populations à supporter le risque [32] par exemple. Elle se traduit aussi selon des facteurs intrinsèques à l'individu comme l'âge ou l'état de santé. La vulnérabilité matérielle pourra être déterminée selon des paramètres désignant la nature de l'enjeu comme la nature des matériaux ou du type d'habitat comme les maisons à étages, de plain-pied, sur vide sanitaire... si l'on prend l'exemple du bâti. Attribuer un degré de vulnérabilité revient alors à évaluer la vulnérabilité des enjeux sur laquelle il est possible d'agir dans un objectif de réduction des dommages. Dans la gestion globale des risques, des mesures de réduction de la vulnérabilité sont de plus en plus proposées. Les études scientifiques sur le thème de la vulnérabilité abondent en vue principalement de leur évaluation et de leur réduction [60].

Une fois les composantes principales du risque déterminées, la définition du risque s'établit en mettant ces notions en relation.

2.7. Classification des ouvrages

Les barrages sont des ouvrages construits pour stocker les eaux météoriques. Les barrages sont utilisés à des fins diverses :

- production hydroélectrique ;
- approvisionnement en eau potable ou pour l'irrigation ;
- laminage des crues et soutien d'étiage ;
- attrait touristique.

La rupture d'un barrage entraîne la libération plus ou moins soudaine du volume stocké sous la forme d'une onde de submersion, dont les effets en termes d'inondation peuvent être considérables jusqu'à plusieurs dizaines de kilomètres pour les barrages les plus imposants. Dans une moindre mesure, la défaillance d'un organe hydraulique d'un barrage peut également contribuer à une montée des eaux importantes dans le cours d'eau situé à l'aval du barrage.

En France, les barrages sont des ouvrages qui font l'objet d'une réglementation de sécurité, modulée en fonction des classes d'ouvrages définies dans le tableau ci-dessous.

[49]

<i>Classe de l'ouvrage</i>	<i>Caractéristiques géométriques</i>
A	$H \geq 20$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H^2 \times \sqrt{V} \geq 200$ et $H \geq 10$
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H^2 \times \sqrt{V} \geq 20$ et $H \geq 5$
D	Ouvrage non classé en A, B ou C et pour lequel $H \geq 2$
<p>"H" la hauteur de l'ouvrage exprimée en mètres et définie comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel à l'aplomb de ce sommet "V" le volume retenu exprimé en millions de mètres cubes et défini comme le volume qui est retenu par le barrage à la cote de retenue normale. Dans le cas des digues de canaux, le volume considéré est celui du bief entre deux écluses ou deux ouvrages vannés.</p>	

Tableau 2-1 : Définition des classes de barrages (article R214-112 du code de l'environnement)

2.8. Risques de rupture

La probabilité de rupture d'un barrage est très faible. Les mesures adaptées lors de la conception et de la construction de l'ouvrage ainsi qu'une surveillance permanente permettent de réduire encore ce risque [35].

Toutefois, la sécurité à 100% n'existe pas et il est toujours indispensable d'examiner les conséquences d'une éventuelle rupture. Rappelons d'ailleurs que, par le monde, en moyenne une à deux ruptures ont lieu par an pour un nombre d'ouvrage de l'ordre 20000 (hors chine) et de plus de 15 mètres de haut [35].

La catastrophe de Malpasset en 1959 (488 morts ou disparus), dernière rupture française ayant eu des conséquences graves, a été à l'origine de nombreuses mesures actuellement en vigueur par le monde. Actuellement donc, on peut distinguer trois ouvrages [35]:

- a. les grands barrages (retenue de plus de 15 millions de m³ et de hauteur de digue de plus de 20 m au-dessus du terrain naturel) ;
- b. les ouvrages intéressant la sécurité publique.
- c. les autres ouvrages

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

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

Pour les barrages intéressant la sécurité publique, aucune disposition spécifique n'existe. Les services administratifs compétents doivent s'assurer que les gestionnaires prennent toutes les mesures nécessaires pour la sécurité publique ne soit pas menacée. A l'exclusion des barrages entrant dans la catégorie précédente, aucun texte ne précise dans quel cas un barrage intéresse la sécurité publique. Les barrages censés ne pas l'intéresser sont donc la plus nombreuse même si souvent, aucun examen sérieux n'a été fait en ce qui concerne les risques à l'aval en cas de rupture [35].

Les plans particuliers d'intervention (PPI) sont des plans d'urgence (établis pour faire face aux risques particuliers liés à l'existence ou au fonctionnement d'ouvrages ou d'installations dont l'entreprise est localisée ou fixe). Ils concernent notamment les aménagements hydrauliques qui comportent à la fois un réservoir d'une capacité au moins égale à 15 millions de m³ et un barrage ou digue d'au moins 20 mètres de hauteur.

Le plan particulier d'intervention (**PPI**) comporte entre autres : les moyens d'alerte et de secours mobilisable et les modalités de mise en œuvre de ces moyens ; la description des installations concernées, la liste des communes, les mesures d'information et de protection des populations, les mesures de diffusion de l'alerte et les mesure d'urgence en cas de danger immédiat [35].

2.8.1. Les territoires a risque important d'inondation (TRI)

Dans le cadre de la Directive Européenne Inondation, un ensemble de territoires dans lesquels il existe un risque d'inondation important ayant des conséquences de portée nationale a été sélectionné dans chaque bassin hydrographique, sur la base des résultats de l'évaluation des enveloppes approchées d'inondation potentielles et des enjeux présents sur le territoire.

Ces TRI ont fait l'objet d'une cartographie informative concernant les aléas faible, moyen et extrême définis dans la Directive Inondation.

Certains TRI ont été retenus notamment vis-à-vis du phénomène de ruissellement, comme dans le cas emblématique de Nîmes. Néanmoins, la prise en compte du ruissellement n'est pas effective dans les cartographies issues du premier cycle de caractérisation des aléas. [49]

2.9. L'étude de dangers barrages

Conformément au Décret n°2007-1735, les gestionnaires des barrages de classée A et B sont tenus de réaliser une étude de dangers de leur ouvrage. Cette étude de dangers a pour objet de caractériser les risques intrinsèques à l'ouvrage ainsi que ceux susceptibles de se manifester à l'occasion de phénomènes exceptionnels tels que les crues ou les séismes et d'identifier les parades et moyens de prévention et de protection permettant de maîtriser les risques.

A titre d'exemples, les évènements redoutés considérés peuvent être une rupture partielle ou totale, un déversement ou un dysfonctionnement d'un des organes hydrauliques. Chaque accident potentiel est caractérisé par sa probabilité d'occurrence, l'intensité et la cinétique de ses effets et la gravité des conséquences pour la zone

touchée. Une cartographie de propagation de l'onde est fournie pour l'accident correspondant à la rupture de l'ouvrage et, si nécessaire, pour d'autres accidents présentant un niveau de risque comparable.

La cartographie de l'onde de submersion fait apparaître le niveau d'eau et la vitesse du courant sur les différents profils en travers de la vallée, à partir d'hypothèses sur la propagation de l'hydrogramme de rupture. **[49]**

Tableau 2-2: Valeurs seuils pour la mesure du danger en cas d'inondation rapide.D'après les recommandations de l'OFEN (**Bischof et al, 2002b**).

Valeurs seuils	Effets	Règle d'assujettissement
danger élevé $h > 2m$ ou $q > 2 m^2/s$	<p>Les personnes sont en danger même à l'intérieur des bâtiments. En cas d'érosion du lit et 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.</p>	<p>L'ouvrage d'accumulation est assujetti 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.</p>
danger moyen $2 \geq h > 1m$ Ou $2 \geq q > 1 m^2/s$	<p>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.</p>	<p>L'ouvrage d'accumulation est Assujetti 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.</p>
danger modéré $1 \geq h > 0.5m$ Ou $1 \geq q > 0.5 m^2/s$	<p>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.</p>	<p>L'ouvrage d'accumulation est assujetti si une place de camping publique ou si une route très fréquentée est touchée.</p>
danger faible $h \leq 0.5m$ ou $q \leq 0.5 m^2/s$	<p>Les personnes ne sont pratiquement pas menacées tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des bâtiments.</p>	<p>L'ouvrage d'accumulation n'est pas assujetti.</p>

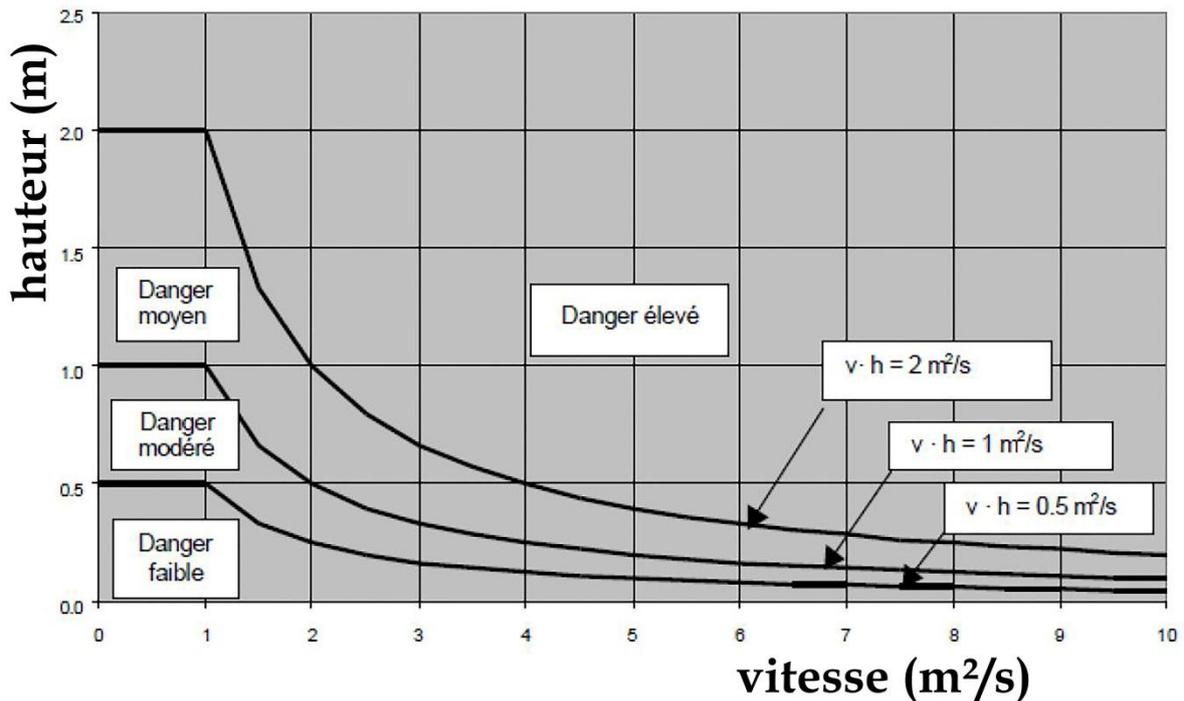


Figure 2-1 : Définition des plages de dangers en fonction des intensités de submersion

(Richtlinien des BWG, 2002)

2.9.1. Le PPI barrages

Les barrages de plus de 20 m de hauteur et dont la retenue excède 15 millions de m^3 sont couverts par un plan particulier d'intervention élaboré par le Préfet à partir d'une analyse des risques et d'un calcul d'onde de submersion réalisés par l'exploitant et validés par le Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques (CTPBOH).

L'onde de submersion est décomposée en trois zones à l'aval du barrage :

- une zone de proximité immédiate (ZPI) pour laquelle des moyens spécifiques d'alerte de type sirène doivent être implantés car le temps d'arrivée ne permet pas d'envisager une évacuation ordonnée ;
- une zone d'inondation spécifique (ZIS), située en aval de la précédente jusqu'au point où l'élévation du niveau des eaux est du même ordre de grandeur que lors des plus fortes crues connues ;
- une zone d'inondation, située en aval de la précédente et où l'inondation est comparable à une inondation naturelle. [49]

2.10. Méthodes retenues dans la comparaison

Plusieurs méthodes de calcul et d'analyse de la crue qu'engendrerait une rupture de barrage sont en usage depuis le début des études de sécurité dans les années 1970. Elles sont évoluées selon le développement progressif du calcul numérique.

L'évaluation de sécurité des barrages selon la loi du Québec

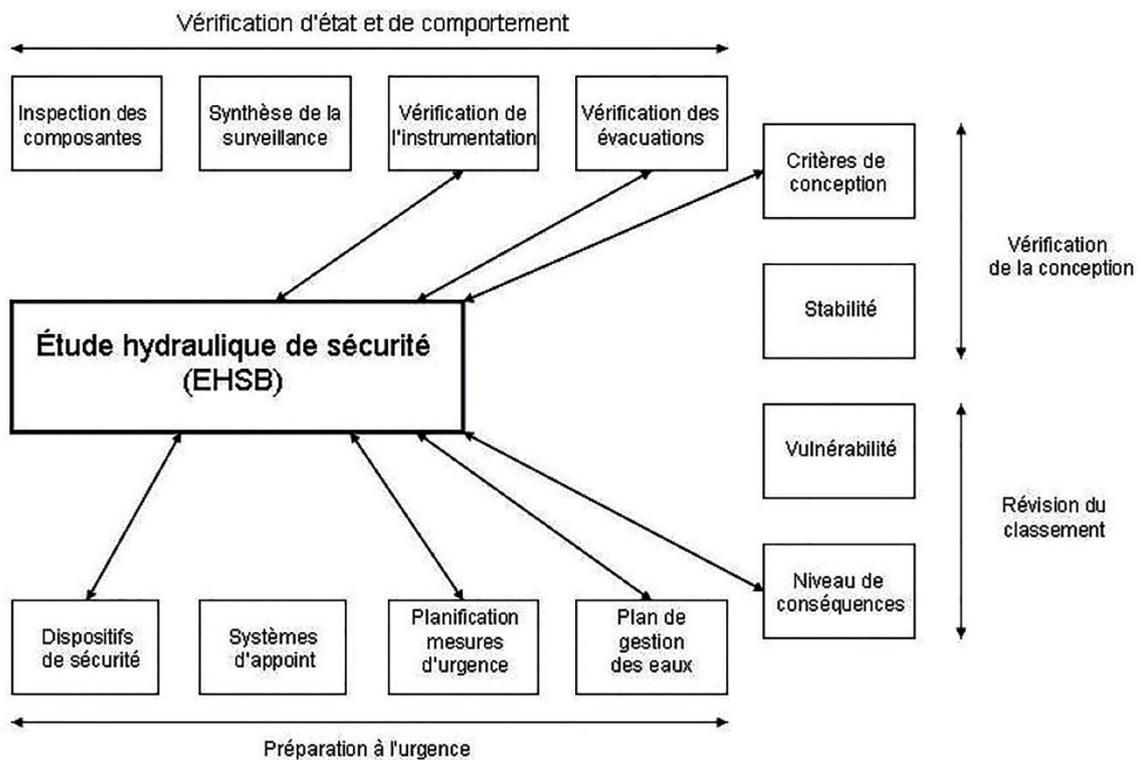


Figure 2.2 : Présentation schématique des composantes de l'étude de sécurité.

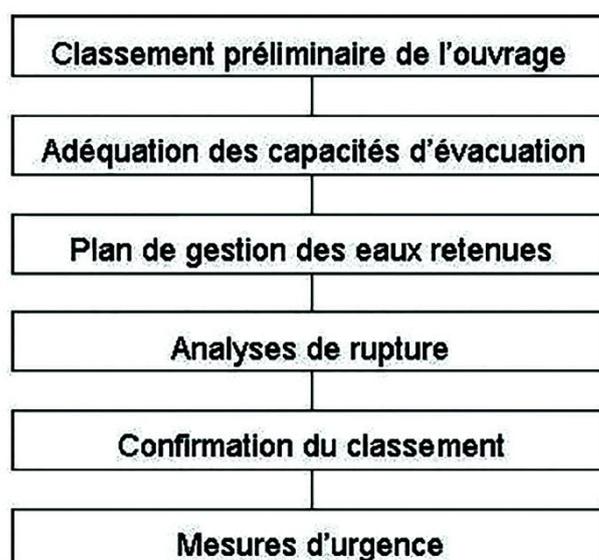


Figure 2.3 : Les étapes d'une étude de sécurité de barrage selon la loi du Québec.

Elles se sont systématisées sous la pression des lois, règlements et règles de bonne pratique émises par les organismes professionnels (Comité français des grands barrages (CFGB) ; Association canadienne de l'électricité (CEA) [13].

Le choix d'une méthode de prévision des inondations de rupture est fonction de plusieurs critères techniques et économiques.

Dans les situations les plus courantes, une prévision jugée fiable de la zone d'inondation est obtenue en ayant recours à des modèles numériques dynamiques soutenus par des données en quantité et en qualité suffisantes. Ils sont considérés comme outils de référence dans les études .

Mais pour diverses raisons de ressources ou d'adéquation entre données et résultats par exemple, d'autres méthodes jugées plus simples à mettre en œuvre sont retenues pour obtenir un portrait rapide du risque. Les hypothèses simplificatrices qui ont permis leur formulation affectent à des degrés divers les résultats produits.

Pour juger de la pertinence du recours à ces approximations, deux méthodes simplifiées sont comparées ci-dessous à un calcul conventionnel complet, considéré comme référence.

2.10.1. Méthode dynamique unidimensionnelle complète (méthode 1 - FLDWAV)

Cette méthode est basée sur une résolution des équations unidimensionnelles complètes de Saint-Venant décrivant l'écoulement. Elle est considérée au travers du logiciel FLDWAV, développé par le National Weather Service [21].

L'écoulement peut se produire dans une voie d'eau simple ou dans un système de voies d'eau. Le fluide peut être newtonien ou non; le régime peut varier localement et à chaque étape de temps de sous critique à supercritique, et être à surface libre ou en pression. Le logiciel a été spécifiquement conçu pour la prévision des crues de ruptures de barrages.

Son application nécessite des données de qualité couvrant les sections transversales décrivant les vallées et les réservoirs, la loi volume élévation propre au réservoir en amont du barrage en rupture, une appréciation du facteur de résistance à l'écoulement de la vallée en chaque point. L'utilisateur doit spécifier la brèche de rupture à l'ouvrage et son temps de formation.

La « méthode FLDWAV » permet d'obtenir pour chaque section une information complète concernant le débit et le niveau d'eau en fonction du temps ainsi que le débit maximum, le niveau maximum, le temps d'arrivée de l'onde, le temps du maximum de niveau et la vitesse maximum d'écoulement. Il prédit le moment du retour à la normale.

2.10.2. Méthodes CTGREF et CTGREF modifiée (méthodes 2 et 3)

La méthode CTGREF est présentée par ses auteurs comme une évaluation simplifiée de l'inondation d'une vallée à l'aval en cas de rupture (instantanée) d'un barrage. Elle a été développée par le centre français CEMAGREF [23].

Son but exprimé est de permettre au projeteur d'évaluer sommairement les risques encourus à l'aval lors d'une rupture du barrage.

Les principales prémisses du calcul sont les suivantes :

- La rupture est supposée instantanée;
- Le front de l'onde de submersion est supposé se propager sur une vallée sèche;
- L'écoulement est régi par les équations de Saint-Venant, sauf pour la zone frontale où la courbure des filets liquides n'est plus négligeable, les hypothèses usuelles de l'hydraulique à surface libre n'étant plus vérifiées;
- La géométrie de la zone de submersion se prête à une schématisation dans laquelle chaque section géométrique doit être assimilée à une forme théorique rectangulaire, triangulaire, trapézoïdale ou parabolique;
- Les variations longitudinales de pentes et de sections dans la vallée doivent être régulières et lentes;
- Il convient de plus d'admettre que le tirant d'eau maximum est obtenu pour le débit maximum et qu'à ce maximum on peut écrire l'équation du régime uniforme, soit que la pente de fond est égale à la pente de la ligne d'énergie. Cette hypothèse est justifiée par la précision attendue de la méthode.

La méthode CTGREF suit un processus de calcul en six étapes :

Étape 1 : Calcul de l'énergie potentielle

L'énergie potentielle considérée est celle de l'eau stockée par rapport au point le plus bas du barrage sur le terrain naturel et est exprimée en mètres tonnes.

Étape 2 : Calcul de la surface de brèche

Pour les barrages-voûtes, des barrages poids béton, les barrages à noyaux en béton ou en maçonnerie, les barrages à étanchéité mince y compris les ouvrages à masques amont en béton et ceux imperméabilisés par feuille ou membranes, on considère un effacement complet.

Dans les autres cas, l'aire de la brèche est calculée à partir de l'énergie potentielle et de la section du barrage. La section est supposée trapézoïdale, et l'angle d'inclinaison des parois considéré varie selon que le matériau est cohérent ou non (70° si le matériau est cohérent, 40° s'il ne l'est pas).

Toutefois, si la section alors obtenue empiète trop sur le terrain naturel, on utilise comme section de brèche celle de la vallée.

Étape 3 : Calcul du débit instantané

À l'instant de la rupture, le frottement et la pente jouent un rôle négligeable devant les phénomènes d'inertie et de viscosité, il est alors possible d'appliquer la théorie de l'onde simple centrée et de calculer le débit Q_b à l'instant de la rupture au droit du barrage. Il peut en outre être exprimé en fonction de Y_0 , la hauteur d'eau derrière le barrage avant la rupture.

Étape 4 : Passage au débit rectifié

De façon à tenir compte des faiblesses inhérentes à différentes approximations, on transforme le débit Q_b en un débit rectifié Q_b' en le multipliant par un facteur correctif μ qui tient compte de la compacité, de la forme et de la pente du fond de la retenue.

On constate donc que la méthode CTGREF procure sa propre règle de choix de brèche et son évaluation propre du débit maximal passant l'ouvrage lors de la rupture. Ainsi la méthode donnera-t-elle l'occasion de deux modes d'application, le premier où elle sera

employée intégralement et le deuxième où on l'utilisera à la prévision des tirants d'eau en considérant cependant les brèches et leur débit maximal normalisé.

Étape 5 : Calcul du débit maximum à l'abscisse x en aval du barrage

Cette étape nécessite l'approximation du coefficient de Strickler, que l'on considère devant varier de 10 à 40. Des abaques sont fournis par les auteurs de la méthode CTGREF et représentent les variations de $Q_{\max}/Q_{b'}$ en fonction d'un paramètre x/V_0^2 , V_0 étant la capacité de la retenue, pour différentes valeurs du quotient S/n^2 de la pente S du lit par le carré du n de Manning. Ces courbes permettent alors la détermination de la valeur de Q_{\max} à toute abscisse x de la vallée en aval.

Étape 6 : Passage par les variables intermédiaires D_{\max} et U_{\max} Deux variables intermédiaires, D_{\max} et U_{\max} , permettent de calculer les tirants d'eau. Les formules de calcul de D_{\max} fournies (Marche 2004) dépendent de la forme de la section et du débit calculé, et proviennent de la formule de Manning pour des écoulements permanents. Selon la valeur obtenue pour D_{\max} , le tirant d'eau maximum en l'abscisse x sera calculé par des formules dépendant uniquement de D_{\max} ou de

U_{\max} , la valeur de cette variable étant déterminée par une lecture sur abaques représentant les variations de D_{\max} en fonction de U_{\max} pour différentes formes de sections théoriques.

Étape 7 : Calcul des vitesses d'écoulements, du temps d'arrivée de l'onde à la distance x du barrage, de la hauteur dynamique et du niveau de la ligne d'énergie

La vitesse d'écoulement est exprimée comme le rapport du débit et de l'aire de la section d'écoulement calculée à partir du tirant d'eau maximum correspondant à ce débit. La hauteur de vitesse est le rapport du carré de la vitesse par deux fois la constante de gravitation.

La méthode CTGREF modifiée est une variante de la méthode initiale dans laquelle les normes du Québec pour la brèche de rupture sont appliquées.

2.10.3. Méthode de l'écoulement permanent tangent (méthode 4 - MEPT)

Cette méthode très simple a été développée par les auteurs.

Elle repose sur le fait que l'on peut considérer en première approximation qu'en chaque point de la vallée, la hauteur maximale atteinte est la même que celle associée à un écoulement permanent dont le débit serait égal au débit maximal de rupture et passant cette section ou toute section située en aval et ayant le contrôle. Elle se justifie par les rythmes de montée et de descente du niveau d'eau, lents sur de longues périodes, lorsque les eaux sont pratiquement à leur maximum et par le rôle majeur joué par certaines sections de contrôle particulières de la vallée (resserremments, rapides, ouvrages).

La première étape de cette méthode consiste à déterminer ces sections de contrôle et à les associer aux sections de sortie des résultats. Pour chacune de ces sections, les lois largeur élévation sont établies ainsi que les pentes critiques qui sont comparées aux pentes réelles. La formule de Manning permet d'obtenir une loi débit élévation pour chaque section de contrôle ou de sortie des résultats.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

où A est l'aire de la section, R est le rayon hydraulique et S est la pente locale à la section.

Dans cette méthode, le laminage en rivière est purement et simplement négligé, et le choix de la brèche de rupture fournit le débit maximal à l'ouvrage selon la formule des seuils épais (tel qu'il est obtenu automatiquement selon FLDWAV, par exemple).

Connaissant ce débit, on obtient un tirant d'eau correspondant à chaque section. Le niveau d'eau maximal finalement retenu en une section i est le maximum du niveau d'eau obtenu à la section i et des niveaux d'eau obtenus pour les sections situées en aval.

Les données nécessaires pour l'utilisation de cette méthode sont donc restreintes : elles se résument aux caractéristiques géométriques des sections, à une estimation du coefficient de Manning moyen et au débit de brèche.

Les quatre méthodes ou variantes sont appliquées ci-dessous pour évaluer les inondations de rupture de deux barrages.

La première, plus rigoureuse et prenante mieux en compte la complexité des écoulements est considérée comme donnant les résultats les plus précis. Les résultats produits par les trois autres leur sont comparés. Mais ils sont moins complets, puisqu'ils ne donnent que les valeurs maximales locales sans décrire l'évolution temporelle ou préciser le temps de retour à la normalité. Ils seraient néanmoins suffisants pour répondre aux exigences de la loi.

2.10.4. Évaluations des crues de rupture selon les quatre approches

L'évaluation de la crue de rupture dépend en premier lieu de l'hypothèse de brèche considérée dans chaque ouvrage puis en deuxième lieu du rôle de la vallée sur la propagation.

Les méthodes FLDWAV et MEPT laissent à l'utilisateur le choix de la brèche à considérer pour commencer le calcul par le débit de rupture à l'ouvrage. Au Québec, nous employons alors un certain nombre de règles empiriques pour définir cette brèche [Marche ; 2004]. La méthode CTGREF comprend, elle, une première étape qui permet de déterminer l'aire de la brèche à partir de l'énergie stockée dans la retenue en se limitant à l'effacement total de l'ouvrage. Les brèches ainsi établies peuvent être très différentes et avoir une incidence forte sur la comparaison recherchée. Pour cette raison, nous entreprendrons donc quatre calculs : le premier est basé sur la méthode FLDWAV (méthode 1) dans laquelle la brèche de rupture est établie selon les normes en usage au Québec, le deuxième découle de la méthode

CTGRF dans laquelle la brèche considérée est définie selon les critères propres de la méthode (méthode 2), le troisième exploite aussi la méthode CTGRF, mais la brèche considérée est définie selon les normes en usage au Québec (méthode 3) et le quatrième est conduit selon la méthode MEPT (méthode 4) dans laquelle la brèche considérée est aussi définie selon les normes en usage au Québec. La comparaison entre méthodes peut ainsi se faire en isolant l'effet de l'hypothèse de brèche.

La comparaison des images de crues de rupture obtenues par chacune des quatre méthodes fait usage de trois indicateurs : le débit maximal à la brèche, le débit maximal en chaque section témoin de la vallée et les profondeurs maximales des eaux atteintes en chaque section de la vallée. Les méthodes FLDWAV et CTGREF donnent de plus une

estimation du temps d'arrivée de la crue de rupture en chaque section, mais ce paramètre n'est pas exploité.

2.11. Sécurité liée aux ouvrages d'accumulation

Les ouvrages d'accumulations sont des constructions particulières qui en cas de rupture peuvent entraîner d'énormes dégâts. Cela justifie évidemment les hautes exigences imposées ce qui concerne le projet, la réalisation et l'exploitation de même que le contrôle de tels ouvrages. Pour garantir un haut niveau de sécurité et pour minimiser le risque résiduel, il s'agit particulièrement d'être en mesure de détecter toute anomalie du comportement des ouvrages ainsi que de leurs fondations et environs. Dans ce sens, l'autorité de haute surveillance a développé une approche globale de la sécurité reposant sur les trois piliers suivants [44]:

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

2.11.1. Sécurité structurale

Au niveau de la sécurité structurale, il est important que les ouvrages soient conçus réalisés de telle façon que leur sécurité soit garanti pour tous les cas de charges et d'exploitation prévisibles eu égard à l'état des connaissances scientifiques et techniques. la vérification d'un ouvrage d'accumulation implique la prise en compte de tous les paramètres qui peuvent le solliciter. On distingue des actions permanentes et des actions variables, enfin des actions accidentelles comme les crues et les tremblements de terre. Des dispositions constructives sont prise permettre en cas de besoin, grâce à des organe de décharge (vidange de fond), d'abaisser le niveau du plan d'eau ,voire de vidanger totalement une retenue dans les meilleurs délais et de pouvoir le cas échéant la maintenir vide. De plus, tout ouvrage d'accumulation doit disposer d'une installation de dimensions suffisantes pour évacuer les crues à bassin plein. La sécurité structurale présuppose une vérification de l'ouvrage d'accumulation sous diverses charges (solllicitations) permanentes, variables, exceptionnelles, accidentelles ([47], [48]).

2.11.2. Surveillance et auscultation

La surveillance d'un ouvrage commence dès le début de la mise en eau (et même pendant la construction). Les statistiques de rupture montrent qu'il s'agit d'une des phases les plus critiques de la vie d'un barrage. Elle se poursuit pendant toute son exploitation ([44], [48]).

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

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

Il est primordial de procéder à une surveillance régulière et stricte de l'aménagement afin d'être en mesure de détecter à temps toute menace de la sécurité de l'ouvrage. Un système de surveillance, dont l'efficacité a été reconnue, est basé sur un contrôle à quatre niveaux (exploitations, ingénieurs spécialisé, expert et organisme indépendant) ([38], [48]).

11.2.1. Profil des intervenants

11.2.1.1. Premier niveau de surveillance

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

De formation technique appropriée, le gardien de barrage doit pouvoir travailler de façon indépendante et précise. Il appartient à l'exploitant de former son personnel afin qu'il soit notamment en mesure ([48], [44]) :

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

11.2.1.2. Deuxième niveau de surveillance

Le second niveau de surveillance est assuré par un professionnel expérimenté, le professionnel expérimenté peut faire partie du personnel de l'exploitant ; à défaut, l'exploitant fait appel à l'ingénieur d'un bureau indépendant spécialisé ([48], [44])

Le rôle du professionnel expérimenté est important car il est chargé de l'analyse continue des résultats de mesure et doit tirer la « sonnette d'alarme » en cas de nécessité. Il est aussi appelé à effectuer une visite annuelle et établir un rapport annuel relatif au comportement et à l'état de l'ouvrage d'accumulation ([48], [44]).

11.2.1.3. Troisième niveau de surveillance

Le troisième niveau de surveillance est assuré par des experts confirmés. Les experts sont appelés à fournir un rapport d'expertise tous les cinq (5) ans concernant le comportement général et l'état de l'ouvrage d'accumulation. Les rapports annuels du professionnel expérimenté sont mis à la disposition des experts pour leur permettre de suivre l'évolution du comportement et de l'état de l'ouvrage d'accumulation ([48], [44]).

11.2.1.4. Quatrième niveau de surveillance

Le quatrième niveau de surveillance est assuré par des ingénieurs qualifiées, de formation technique appropriée de procéder dans le cadre de ses tâches au contrôle de l'organisation de l'exploitant concernant la surveillance et l'entretien, à la vérification de l'état et de l'entretien des ouvrages ainsi que celle des essais des organes mobiles de

fermeture (vannes), à l'examen du comportement de l'ouvrage, à l'analyse des documents techniques c'est à dire rapports annuels, rapports d'expertise quinquennale et de sécurité ([47], [48]).

2.12. La maîtrise du risque à la source

2.12.1. L'examen préventif des projets de barrage

L'examen préventif des projets de barrage est réalisé par le service en charge du contrôle de la sécurité des barrages du gouvernement (mission effectuée par la Direction de l'Industrie, des Mines et de l'Energie de Nouvelle-Calédonie (DIMENC)), assisté du pôle d'appui technique national du ministère du développement durable (Bureau d'études techniques et de contrôle des grands barrages - BETCGB). Le Comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques (CTPBOH), mis en place par l'Etat et réunissant les experts français en la matière, est amené à donner son avis dans le cadre de l'examen des projets de grands barrages (hauteur de l'ouvrage supérieure à 20 mètres) ou de modifications notables d'ouvrages. Le contrôle concerne toutes les mesures prises, de la conception à la réalisation du projet. [20]

2.12.2. L'étude de dangers

L'arrêté du 27 février 2012 du Haut-commissaire de la République impose aux propriétaires, exploitants ou concessionnaires de barrages à risque majeur la réalisation **d'une étude de dangers** par un organisme compétent précisant les niveaux de risque pris en compte, les mesures aptes à les réduire et les risques résiduels.

Cette étude doit préciser la probabilité, la cinétique et les zones d'effets des accidents potentiels et une cartographie des zones à risques significatifs doit être réalisée. La carte du risque représente les zones menacées par **l'onde de submersion** qui résulterait d'une rupture totale de l'ouvrage. Elle doit fournir tous les renseignements indispensables à l'établissement des plans de secours et d'alerte. [20]

2.12.3. La surveillance

La surveillance constante du barrage s'effectue aussi bien pendant la période de mise en eau qu'au cours de la période d'exploitation. Elle s'appuie sur de fréquentes inspections visuelles et des mesures sur le barrage et ses appuis (mesures de déplacement, de fissuration, de tassement, de pression d'eau et de débit de fuite,). A cet effet, un dispositif d'auscultation est installé, adapté à la taille de l'ouvrage et aux risques qu'il présente.



Toutes les informations recueillies par la surveillance permettent une analyse et une synthèse rendant compte de l'état du barrage, ainsi que l'établissement, tout au long de son existence, d'un «diagnostic de santé» permanent.

Un certain nombre d'études approfondies du barrage sont donc à réaliser périodiquement :

- Visites techniques approfondies (VTA) ;
- Rapport de surveillance ;
- Rapport d'auscultation ;
- Revue de sûreté avec examen des parties habituellement noyées.

Si cela apparaît nécessaire, des travaux d'amélioration ou de confortement sont réalisés. Pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, la surveillance et les travaux incombent à l'exploitant du barrage. [20]

2.12.4. L'organisation des secours

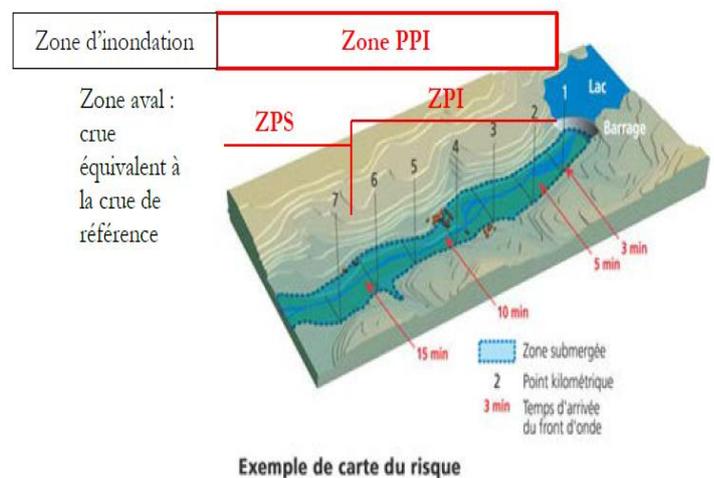
- **Les plans de secours**

En cas d'événement majeur, la population est avertie au moyen du signal d'alerte, diffusée par les sirènes présentes sur les barrages. Les secours s'organisent à partir des plans préalablement établis :

- Le **Plan d'Opération Interne (POI)** est spécifique au barrage concerné. Il est conçu par l'exploitant et il définit l'organisation interne en cas d'accident

Le **Plan Particulier d'Intervention (PPI)** est mis en place par la sécurité civile pour faire face à la rupture d'un ouvrage. Ce plan de secours a pour but de protéger la population et l'environnement des effets du sinistre. Des exercices sont organisés sur les barrages disposant d'un PPI. Les scénarii envisagés permettent de mettre en œuvre les plans de secours, de tester l'alerte et de vérifier la cohérence des différents plans associés.

Le PPI distingue la zone du quart d'heure dite **zone de proximité immédiate (ZPI)** juste en aval du barrage, des zones plus éloignées dites **zones d'inondation spécifique (ZPS)** qui sont submergées par l'onde de submersion mais qui ne le sont pas pour la crue de référence. [20]



- Le **Plan Communal de Sauvegarde (PCS)** est élaboré par le Maire. Il est obligatoire si la commune est située dans un champ d'un Plan Particulier d'Intervention. Pour les établissements scolaires soumis à l'aléa rupture de barrage, un **Plan Particulier de Mise en Sécurité (PPMS)** destiné à assurer la sécurité des enfants et du personnel doit être réalisé par le vice rectorat et annexé au PCS. Pour les autres établissements recevant du public, le gestionnaire doit veiller à la sécurité des personnes en attendant l'arrivée des secours.

2.12.5. L'alerte

Pour les barrages dotés d'un Plan Particulier d'Intervention (PPI), celui-ci prévoit plusieurs niveaux d'alerte en fonction de l'évolution de l'événement :

- Le stade n°1 est l'**état de vigilance renforcée** pendant lequel l'exploitant doit exercer une surveillance permanente de l'ouvrage et rester en liaison avec les

autorités. Il peut être activé en cas de situation inhabituelle, de constats anormaux ou d'évènement météorologique dangereux ;

- Le niveau supérieur, stade n°2, est atteint si des **préoccupations sérieuses** subsistent (cote de la retenue élevée, faits anormaux compromettants, ...). L'exploitant alerte alors les autorités désignées par le plan et les tient informées de l'évolution de la situation, déclenche le réseau de sirènes afin de commencer l'évacuation des personnes situées dans la **zone de proximité immédiate (ZPI)** et prend lui-même les mesures de sauvegarde prévues aux abords de l'ouvrage, sous le contrôle de l'autorité de police ;
- Lorsque le **danger devient imminent** (l'exploitant n'a plus le contrôle de l'ouvrage ou la cote de danger de la retenue est atteinte), on passe au stade d'alerte n°3. L'évacuation dans la zone PPI est totale : les personnes situées dans la **zone d'inondation spécifique (ZPS)** sont évacuées. Plus à l'aval du barrage, il appartient aux autorités locales de définir et de mettre en oeuvre les moyens d'alerte et les mesures à prendre pour assurer la sauvegarde des populations.

A noter que les sirènes sont testées une fois par trimestre les premiers mercredis des mois de mars, juin, septembre et décembre, à 12 h 15. [20]

2.12.6. L'information

Les citoyens ont droit à l'information sur les risques majeurs auxquels ils sont soumis sur leur lieu de travail et dans leur lieu de résidence :

- **Le dossier sur les risques majeurs (DRM)**, réalisé par la sécurité civile. Il permet de connaître, pour chaque commune du territoire, la liste des risques majeurs auxquels elle est soumise ;
- Dans les communes concernées par un ouvrage faisant l'objet d'un plan ORSEC PPI, une **campagne d'information « PPI »** doit être réalisée par l'exploitant au moyen de documents composés au minimum de brochures, d'affiches et de panneaux. Son objectif est de faire connaître les risques et les consignes de sécurité spécifiques [20]

2.13. Conclusion

Nier l'existence d'un risque lié aux barrages serait une absurdité plusieurs fois démontrée par l'histoire. En fixer le niveau acceptable, au regard des autres activités humaines, nécessite une démarche complexe qui relève à la fois du social et du politique. Les méthodes d'analyse des risques en plein développement au niveau international (cf. parution d'un prochain bulletin CIGB) et en France en permettent une approche plus objective et plus structurée et constituent des outils de gestion du risque résiduel que d'autres mesures visent à rendre aussi faible que possible.

L'analyse du risque permet, avant tout, d'identifier les causes et les conséquences potentielles d'évènements 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.

Chapitre 03 :

*Principes généraux de la modélisation de l'onde de
rupture d'un barrage.*

3.1. Introduction

L'étude de rupture d'un barrage passe par plusieurs étapes ([37], [11]). Après la collecte des données de l'ouvrage et du bassin, la première étape consiste à choisir un scénario de rupture qui est faite en fonction des caractéristiques structurelles du barrage, des spécificités du site et du niveau du plan d'eau au moment de la rupture.

Ensuite on procède à la modélisation du processus de la rupture elle-même et à la formation de l'écoulement au droit de la digue en d'autres termes estimer les paramètres de la brèche ; géométrie, temps de formation et débit maximal à l'ouvrage.

La troisième phase d'une étude de rupture de barrage est la prévision des écoulements résultants en aval, pour y faire plusieurs techniques sont disponibles, les plus récents viennent de la simulation numérique des équations des écoulements en eaux peu profondes.

Dans ce chapitre nous allons aborder toutes ces étapes, nous allons analyser les techniques simples ou complexes disponibles à l'heure actuelle en signalant les sources d'erreurs. Le but est d'établir une approche à suivre pour permettre une prise en main rapide du sujet lors de futurs cas.

3.2. Choix de scénario

Les résultats de l'étude de rupture servent principalement dans le cadre plus général des études de sécurité des barrages. Contrairement aux études de conception ou d'impact courantes en hydraulique, les études de rupture portent sur des situations hypothétiques. Leur probabilité de réalisation est extrêmement faible, d'autant plus que chacune s'appuie sur un contexte et de multiples conditions très précises. Il y a très peu de chances que toutes les conditions considérées surviennent en même temps. [36]

Plus que de donner une réponse précise pour une situation très particulière, les calculs requis ont pour objectif de tracer un portrait de la situation d'urgence engendrée, et ce, pour toutes les possibilités. Il faut donc attacher une grande importance, avant même de commencer les calculs, à bien définir toutes les situations dont l'analyse détaillée fournira les connaissances les plus utiles pour la sécurité des populations et des installations. De cette liste, il ressort un ou plusieurs scénarios de rupture devant donner lieu à des calculs précis. [36]

Plusieurs dangers guettent un ouvrage. Ils sont d'ordre naturel (crues extrêmes, séismes), d'ordre technologique (connaissance des comportements. Incertitudes quant aux matériaux, fiabilité des systèmes) et d'ordre humain (erreurs de jugement, malveillance). Les quelques scénarios significatifs à retenir devront non seulement s'attacher à reproduire toutes les causes de rupture, mais aussi, par leur ensemble, à donner de l'information sur toutes les possibilités de rupture. [36]

Dans le cadre des études relatives à un barrage unique, un facteur s'avère déterminant pour sélectionner les scénarios requis : les apports hydrologiques au site.

En effet, l'état initial du bassin et des cours d'eau, l'état de mobilisation des personnels exploitants, l'état de préparation à l'urgence des populations sont très différents lors d'une belle journée d'été ou après plusieurs jours d'une crue naturelle majeure. On s'attachera donc à documenter, si possible, plusieurs situations de rupture parmi lesquelles certaines supposeront des apports hydrologiques normaux à la retenue et d'autres, un contexte de crue majeure. [36]

Un seul scénario suffit généralement pour donner une description utile du développement de la situation engendrée par une 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.

Avant d'aborder les ruptures en situation de crues, souvent associées à un manque de capacité effective au site, il est nécessaire de définir deux concepts, soit 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.

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.

On détermine les scénarios de rupture en crue en laminant les crues exceptionnelles à travers la retenue, selon le plan de gestion de l'ouvrage. Les calculs hydrologiques préalables produisent les hydrogrammes des crues statistiques (de récurrence 100 ans, 1000 ans, etc.) et de la crue maximale probable. Leur laminage permet d'établir la crue de première rupture, ou 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. [36]

Cette manière de définir les scénarios d'une étude de rupture appliquée à un ouvrage conduit à en retenir deux ou trois seulement parmi toutes les combinaisons de circonstances envisageables. De plus, elle limite les efforts consentis en calculs et en recherche de données, tout en fournissant tous les éléments nécessaires à une étude de sécurité de barrage comportant une analyse de risque et une préparation à l'urgence. Il n'est pas nécessaire d'envisager un ensemble de scénarios aussi complet pour se conformer de façon stricte aux lois courantes, tant au Québec qu'au Canada ou à

l'étranger, en matière de sécurité des barrages. Pour se conformer à la Loi sur la sécurité des barrages du Québec, par exemple, il faut établir les conséquences de la rupture jugée la plus sévère pouvant survenir sur le barrage.

A l'inverse, on peut procéder à des calculs de rupture pour contribuer au processus de sélection d'une variante dans le cas d'une réfection d'ouvrage ou de l'établissement d'un nouvel ouvrage. Dans ce cas, encore peu courant mais qui exploite bien les possibilités de l'analyse de risque, on peut envisager plusieurs scénarios pour les mêmes situations d'apports hydrologiques et propres à chaque variante considérée. [36]

Les méthodes usuelles de calcul prennent en compte une rupture instantanée et complète du barrage. Alors qu'il est apparu difficile de remettre en cause l'hypothèse de l'effacement instantané, il a semblé nécessaire de proposer selon le type d'ouvrage [35]:

✓ **l'effacement complet**

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

On peut admettre une rupture complète pour les barrages à noyaux en béton ou en maçonnerie et les barrages à étanchéité mince y compris les ouvrages à masque amont en béton et ceux imperméabilisés par feuille ou membrane ([35], [61])

✓ **l'effacement partiel**

Pour les ouvrages homogènes en terre ou en enrochements, à zones ou à noyaux épais en terre (sauf dans les vallées très étroites), l'hypothèse est franchement pessimiste et difficilement acceptable. Une étude portant sur une trentaine de ruptures réelles conduit à penser que les phénomènes sont mieux représentés par une brèche de dimension plus limitée (quoique toujours considérée comme intervenant instantanément) ([35], [61]).

3.3. Equations de Saint-Venant

Les équations dites "de Barré de Saint-Venant", publiées en 1871 (SAINT-VENANT A.J.C., 1871), occupent encore aujourd'hui une place primordiale dans les études en hydraulique maritime ou fluviale. 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 [26], Thual (Thual O., 2003b), Tan (Tan W.Y., 1992), Ryhming (Ryhming I.L., 1985). C'est pourquoi, pour une compréhension plus approfondie sur les hypothèses et les conditions auxquelles les équations de Saint-Venant sont intégrées, nous allons d'abord présenter les équations de Navier-Stokes.

3.4. Modélisation des phénomènes

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

En règle générale, trois points suivant intéressent les autorités :

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

Un autre paramètre intéressant est la vitesse maximale du flot qui (en jonction avec la hauteur d'eau) va donner une idée du pouvoir destructeur de l'onde ; ainsi une vitesse 3 m/s avec tirant d'eau de plus de 50 cm constitue un risque important pour la sécurité des personnes. Il est évident que pour évaluer les dégâts potentiels, une estimation de la durée de submersion, de l'érosion et de dépôts est également nécessaire ([42], [43]).

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

Dans la pratique, la modélisation comprend, en général, deux étapes de calcul distinctes correspondant aux deux grandes phases décrites ci-dessus ([42], [43]):

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

3.4.1. Modélisation de la rupture

L'estimation des conséquences d'une rupture de barrage repose évidemment en premier lieu sur la modélisation du processus de rupture lui-même et la formation de l'écoulement au droit de la digue [42]. Il est nécessaire de connaître au droit du barrage, le débit de point, la hauteur maximale, l'hydrogramme de rupture ainsi que la prévision des paramètres géométriques et temporels de rupture. Aussi, la première étape de calcul peut être plus ou moins complexe ([42], [43], [61]). Dans le cas d'une rupture instantanée, on peut aussi intégrer la détermination de l'hydrogramme de rupture au calcul de propagation. En effet, on suppose l'effacement (total ou partiel) instantané de l'ouvrage et on simule la seule évolution hydraulique à partir d'une condition initiale où les niveaux d'eau présentent au droit du barrage un saut ([42], [43]). Pour une rupture progressive, une modélisation détaillée séparée est nécessaire.

Soit on suppose connue l'évolution de la brèche (par exemple, linéarité dans le temps), soit on va simuler l'érosion de la digue. Dans le second cas, il faut d'abord choisir le mode de rupture ; ne sont en général simulés, que le renard ou la submersion qui représentent plus de 50% des causes de ruptures réelles et peuvent conduire très rapidement à la ruine de l'ouvrage ([61], [42], [43]).

Le problème de la rupture d'un barrage peut être résolu en considérant qu'il s'agit d'une onde négative d'aval se propageant dans un canal à fond horizontal et sans frottement.

Suivant la solution de Ritter, les équations de Ritter s'expriment comme suit ([10], [25]):

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial UH}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \end{cases} \quad (3.1)$$

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

$$\frac{\partial UH}{\partial x} = \frac{\partial UH}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad , \quad \frac{\partial U}{\partial x} = \frac{\partial U}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (3.2)$$

$$\text{Et} \quad \frac{\partial U}{\partial t} = \frac{\partial U}{\partial H} \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (3.3)$$

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

$$U(h) = \pm \sqrt{gH} + Cte \quad (3.4)$$

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

$$U(h) = U_0 \pm 2\sqrt{gH} \pm 2\sqrt{gH_0} \quad (3.5)$$

$$\text{La célérité s'écrit : } c(h) = U \pm 2\sqrt{gH} = \pm \sqrt{gH} \pm 2\sqrt{gH_0} \quad (3.6)$$

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

$$\text{Pour } H=0 \quad : \quad c(h) = 2\sqrt{gH_0} \quad (3.7)$$

$$\text{Pour } H=H_0 \quad : c(h) = -\sqrt{gH_0} \quad (3.8)$$

La courbe de la surface libre est donnée par :

$$x(h) = c t = (-3\sqrt{gH} + 2\sqrt{gH_0})t \quad (3.9)$$

De là, on obtient à la section du barrage, $x=0$, à tous les temps, la profondeur, qui est de $H_{x=0} = \frac{4}{9}H_0$. Cette profondeur d'eau reste constante donc indépendante du temps. Les courbes correspondant à différents instants pivotent toutes autour du point de $x=0$.

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

$$U_{x=0} = 2\sqrt{g} \left(\frac{2}{3}\sqrt{H_0} - \sqrt{H_0} \right) = \frac{2}{3}\sqrt{gH_0} \quad (3.10)$$

Cette vitesse aussi indépendante du temps.

Le débit unitaire, q_0 , donné par :

$$q_0 = HU = \frac{8}{27} H_0 \sqrt{gH_0} \quad (3.11)$$

Ce débit est aussi constant.

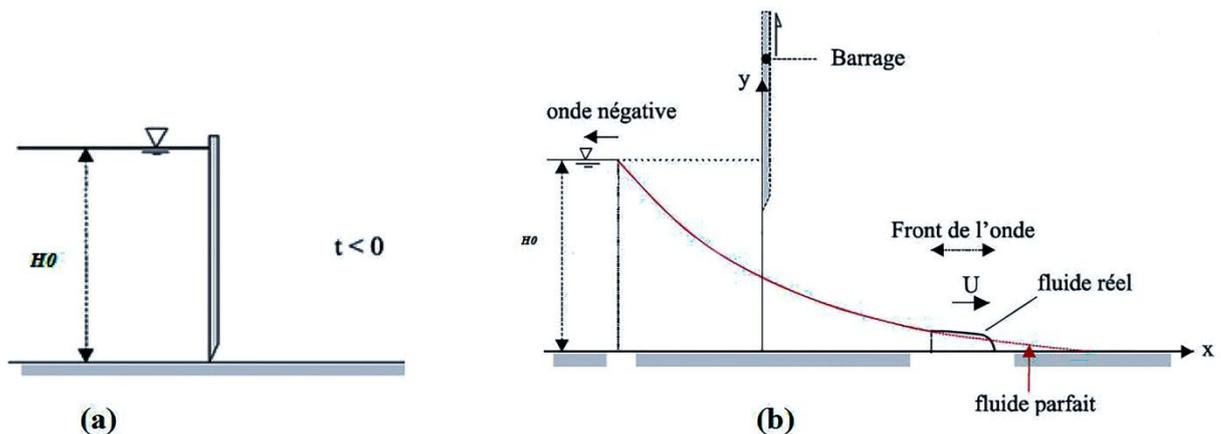


Figure 3.1: Onde négative aval ; rupture d'un barrage a) avant et b) après ([Chanson., 2006])

3.4.2. Modélisation de la propagation

Une fois connues les caractéristiques hydrauliques au droit du barrage, on se trouve face à un problème à peu près identique à celui de la propagation d'une crue naturelle. Les différences portent essentiellement sur la forme de l'hydrogramme (le temps de montée est très bref ici) et sur la disproportion entre le lit de la rivière et le débit transite suite à une rupture. Les méthodes sont donc les mêmes, mais les différences mentionnées empêchent souvent les modèles classique de donner des résultats valables. En effet, pour la propagation des ondes de rupture de barrage, on peut considérer que quatre types de modèles existent [42 et 43]:

- a. Résolution des équations de Saint-Venant par le modèle filaire classique;

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

3.4.2.1. **Modèles et codes de calcul de la propagation due à la rupture**

Des codes de calcul ont été développés depuis les années 1960, pour effectuer numériquement la simulation des écoulements de rupture de barrage. En 1994, il y a déjà 27 de ces codes applicables à une analyse de sécurité de barrage au sens large, même certains ne constituaient qu'une programmation différente d'équations similaires [Marche, 2003]. L'utilisation des modèles unidimensionnels est toujours la plus courante et répond au besoin de la grande majorité des études entreprises. Les modèles bidimensionnels permettent de compléter, de détailler ou de nuancer certains aspects traités trop globalement par les hypothèses de l'approche unidimensionnelle.

Dans ce contexte, il est utile de donner deux outils types, représentatifs parmi les meilleurs outils utilisés actuellement. Il s'agit du modèle unidimensionnel **FLDWAV** et le modèle bidimensionnel **SERUM** ([35]):

Modèle unidimensionnel FLDWAV : depuis novembre 1998, le national Weather Service (NWS) des États-Unis propose le modèle FLDWAV pour remplacer le modèle DAMBRK. Le DAMBRK est un modèle largement répandu pour l'étude de la rupture des barrages. Le modèle FLDWAV est un modèle implicite aux différences finies pour la résolution des équations unidimensionnelles de Saint-Venant. Développé avec soin, il vise à faciliter de prise en compte d'un grand nombre de condition de frontières internes et externes propre à la simulation des crues, de leur laminage dans les vallées comportant plusieurs barrages ainsi qu'à prévoir les écoulements de rupture de barrage. Il permet de considérer l'influence des fortes concentrations en sédiments et en débris, capable de la modélisation de l'interconnexion de la rivière ainsi que l'amélioration de la stabilité numérique ([35]).

Modèle bidimensionnel SERUM : on a développé le logiciel SERUM (Système d'Évaluation de Ruptures Multiples) en 1993 et en 1994, en partie à partir du logiciel

TASE, pour répondre aux besoins spécifiques de prévision exigés par les études de sécurité des grands aménagements hydroélectriques multi-digues et multi-réservoirs. Le logiciel **SERUM** complète la possibilité courante des modèles unidimensionnels dans plusieurs domaines.

Le SERUM comporte trois fonctions principales utilisables simultanément ou indépendamment [35]:

- a. SERUM 0, un modèle de calcul des séquences de rupture des digues et des barrages d'une même retenue par la technique des bilans ;
- b. SERUM 1, un modèle de calcul des séquences de rupture des digues et des ouvrages par une simulation unidimensionnelle dynamique des écoulements dans les retenues ;
- c. SERUM 2, un modèle dynamique du calcul complet des écoulements et des ruptures des différents ouvrages dans les biefs et les réservoirs selon une approche bidimensionnelle horizontale.

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

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

En France, La rupture du barrage de Malpasset a mené au développement de nombreux codes de calcul simulent les crues de rupture de barrages dont certains, provenant de l'Electricité de France, sont connus sous les noms de RUPTUR, de MASCARET et de TELEMAR [35].

3.5. Calcul de l'onde de submersion

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

3.5.1. Modèles de calcul de la propagation

Pour déterminer le débit d'écoulement à une certaine distance à l'aval du barrage, il faut distinguer si l'écoulement est unidimensionnel ou bidimensionnel. Dans la majorité des

cas, la topographie présente une vallée avec une zone d'écoulement qui peut être clairement définie par des sections transversales. C'est la situation pour un calcul unidimensionnel. Si l'écoulement peut se propager dans toutes les directions sur une surface plane, il convient d'utiliser un modèle bidimensionnel ([42], [29]).

3.5.1.1. Typologie des modèles

3.5.1.1.1. Les modèles monodimensionnels

Les hypothèses simplificatrices ainsi que les équations monodimensionnelles seront détaillées par la suite. Dans les modèles monodimensionnels (1D), également appelés modèles filaires, la géométrie du cours d'eau est représentée par une succession de profils en travers eux-mêmes repérés sur un profil en long (Figure.3.2). Les conditions aux limites nécessitent la connaissance d'un hydrogramme et d'un limnigramme. Ce type de modèle fournit le débit passant à travers chaque section (ou la vitesse moyenne dans chaque section) et la cote de la surface libre dans la section en fonction du temps ([52], [31], [25]).

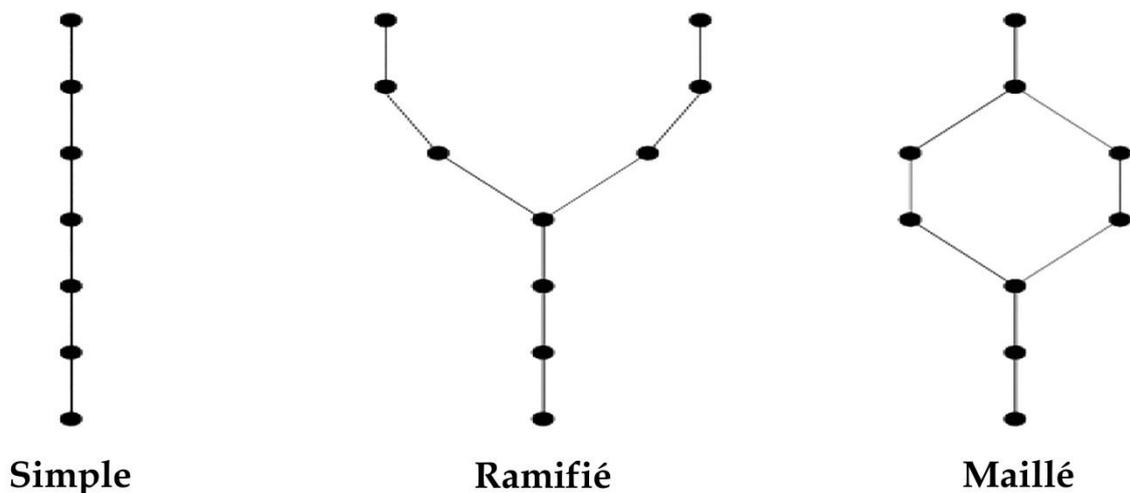


Figure 3.2 : Quelques types de réseaux hydrauliques ([52])

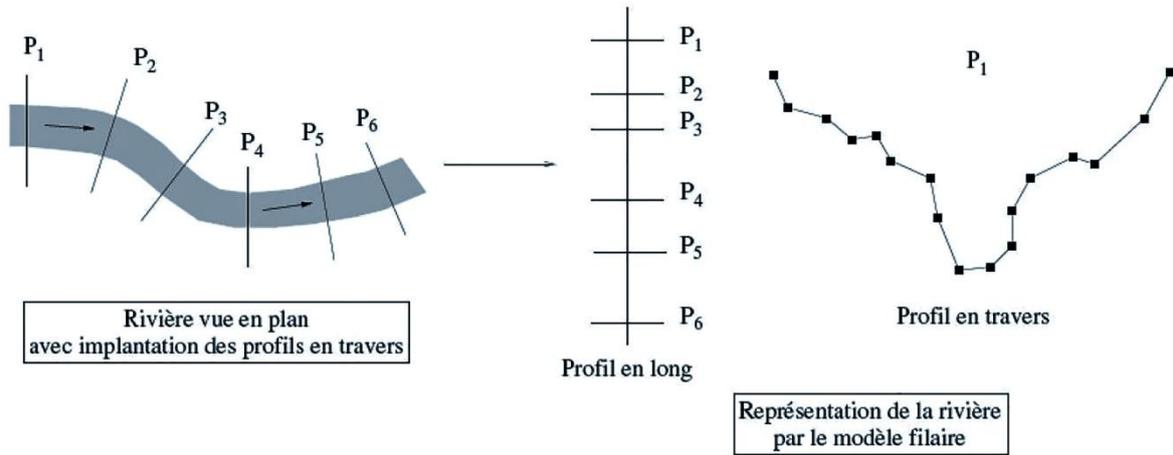


Figure 3.3: Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel ([52])

Limites des modèles monodimensionnels Ce modèle est particulièrement bien adopté le long de tronçons de bassins étendus (aval) et bien limités dans lesquels l'écoulement progresse selon une direction déterminée. La représentation monodimensionnelle fournit de bons résultats pour des écoulements débordant peu du lit mineur.

Les résultats restent satisfaisants lorsque le débordement est important, à condition que la plaine d'inondation ne présente pas de trop fortes singularités, comme des obstacles transversaux par exemple, et que la topologie de la rivière n'évolue pas avec le débit (coupure de méandres, écoulement dans des bras normalement à sec, ...) ([52], [31]).

3.5.1.1.2. Les modèles à casiers

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

Limites des modèles 1D à casiers : Par rapport à une simple modélisation filaire, ces modèles permettent de prendre en compte les phénomènes de stockage de l'eau. L'échange de volume entre l'écoulement principal et les casiers latéraux est généralement représenté par une loi d'ouvrage (Ex. : déversoir, vanne, ...) ou par une loi

de résistance. Cependant, le calage des coefficients régissant les lois de ces casiers est particulièrement difficile ([52], [31], [25]).

3.5.1.1.3. Les modèles bidimensionnels

Ces modèles bidimensionnels (2D) résolvent les équations de Saint-Venant 2D. La géométrie du cours d'eau est représentée par un maillage 2D de la surface étudiée. Les conditions aux limites nécessitent la connaissance d'un hydrogramme, d'un profil de vitesse et d'un limnigramme. Ces modèles permettent de calculer la cote d'eau et les deux composantes du vecteur vitesse dans chaque maille en fonction du temps ([52], [31], [25]).

3.5.1.1.4. Limites des modèles bidimensionnels

Ce modèle peut s'appliquer à toutes formes de bassin ; il est particulièrement bien adapté aux régions de plaine, où l'écoulement peut prendre plusieurs directions. Ce type de modèles nécessite la connaissance des paramètres pour chaque maille et non pas pour chaque profil comme en 1D. En particulier, il est très difficile d'accéder à la géométrie de la rivière de façon suffisamment fine pour que la simulation 2D soit pertinente. De plus, la simulation d'une crue sur toute une rivière avec un modèle 2D est peu réaliste, étant donné le temps de calcul nécessaire ([52], [31], [25], [24]).

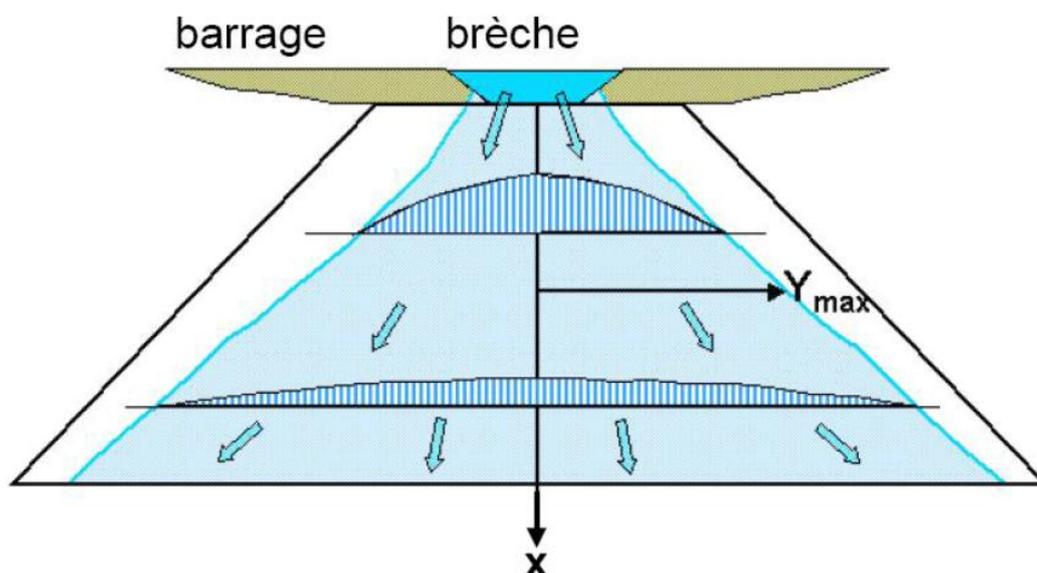


Figure.3.4 : Schéma de la propagation latérale de l'onde ([25]).

Ces modèles sont souvent utilisés sur une portion de cours d'eau, lorsque la modélisation 1D est mise en défaut, ou bien pour accéder aux champs de vitesses 2D ([52], [31], [25]).

3.6. Résultats de calcul

3.6.1. Modèle 1D

Les débits, les vitesses et les profondeurs de l'onde sont les résultats qui doivent être déterminés dans les différents profils en travers. Il est ensuite possible d'établir les cartes d'inondation qui donnent les limites de la zone inondée ainsi que celles de la ligne d'énergie [35].

3.6.2. Modèle 2D

Les débits, les vitesses et les profondeurs de l'onde sont donnés dans deux directions pour chaque cellule. L'extension spatiale et dans le temps de l'onde peut être suivie pour n'importe quel bassin avec relief. La représentation des résultats est un peu plus compliquée que celle du modèle 1D, car la surface de l'eau n'est pas plane, mais peut fortement varier d'une cellule à l'autre. C'est aussi la raison pour laquelle la ligne d'énergie dans un profil en travers n'est pas plane, mais irrégulière et fortement incurvé (ce qui correspond à la réalité) [35]

3.7. Initiation de la crue de rupture à l'ouvrage

L'effacement d'un barrage peut être plus ou moins brusque. C'est essentiellement la nature du barrage qui conditionne l'allure de sa rupture potentielle, plus encore que les causes de cette rupture. [37].

C'est ainsi qu'un barrage en béton est susceptible de se rompre quasi instantanément, comme une porte qui s'ouvre. Les ruptures du barrage-poids se produisent par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots. Pour les barrages à contreforts, il est possible d'imaginer qu'un seul plot s'efface instantanément. Mais il est ensuite raisonnable de penser que les autres plots s'effacent rapidement, comme un château de

cartes. Pour les barrages-voutes, le mécanisme de rupture le plus courant est la perte d'appui ou de fondation, l'effacement total et instantané est l'hypothèse la plus probable.

[37]

A l'opposé, la rupture d'un barrage en remblai ne peut pas être instantanée, car elle est due à des phénomènes d'érosion. Les accidents recensés à ce jour font état de modes de destruction, soit par suite d'un renard apparu dans le corps de l'ouvrage ou dans sa fondation, soit par déversement et érosion de la crête et du parement aval dû à une crue ou à l'onde de rupture d'un barrage amont (Marche C. 2008), ces deux modes de rupture supposent l'arrachement progressif et le transport des éléments constitutifs de l'ouvrage par les écoulements et donc un démarrage assez lent et une accélération progressive pour parvenir à un équilibre dicté par le comportement de la retenue et les apports qui l'alimentent. La rupture du barrage Teton illustre ce type de rupture par érosion interne du corps de l'ouvrage.

3.8. Mécanismes de formation de la brèche

Le mécanisme prédominant de brèche de la terre à barrages remblai est par l'érosion du matériau par l'écoulement de l'eau soit sur ou par le barrage. L'ancien conduit à ce qui est populairement connu comme le déversement de la crête du barrage et l'érosion de l'extérieur. Cette dernière donne lieu à l'érosion interne ou de la tuyauterie. Le déversement se produit comme résultat de l'insuffisance de la conception ou d'inondation dans certain franc-bord réduit. Infiltration à travers le remblai, fondation, des culées du barrage lance l'érosion interne. Dans un modèle d'étude test Simmler et Samat (1982) ont montré que le matériel de remplissage du barrage, la géométrie, l'emplacement de l'élément imperméable, et l'importance de volume du réservoir ont été les facteurs déterminants pour le processus d'érosion au fil du temps et de l'hydrogramme de crue [55].

Lorsque brèche de sternes surverse, contrainte de cisaillement excessive sur la surface, induite par l'écoulement de l'eau, lance le processus d'érosion. Érosion commencera lorsque le cisaillement local dépasse une valeur critique, après quoi les particules de sol sont mises en mouvement. Les premiers petits brèche représentent un point faible où la contrainte de cisaillement est plus élevée que les points adjacents et peuvent rapidement se transformer en un plus grand respect.

L'ampleur de l'infraction dépend de la durée de surverse et les propriétés et la conception du barrage lui-même. Si ce temps est court, l'érosion minimale peut se produire. Une première brèche (ou encoche) est formée par le barrage, comme illustré à la figure 3.5, une violation de l'agrandit en formes illustrées dans la Figure 3.5 band puis Tableau 2.1e, fourni une surverse continue [28].

Il est très difficile de prévoir l'emplacement exact et la forme de la brèche initiale puisqu'elle dépend d'une multitude de facteurs. En plus des fluctuations locales de la contrainte de cisaillement, l'hétérogénéité des matériaux de construction exerce une résistance au cisaillement variable sur le sommet du barrage. Cela signifie qu'en raison de faiblesses locales, l'érosion peut être instaurée sous moins d'une contrainte de cisaillement. Avec la plus grande colonie qui se produit souvent au centre du barrage, le plus grand des profondeurs se produisent pendant le déversement à ce point, menant à un échec central. Vous pouvez également, à tout moment de compactage pauvres peuvent fournir le point faible de la formation de la brèche initiale.

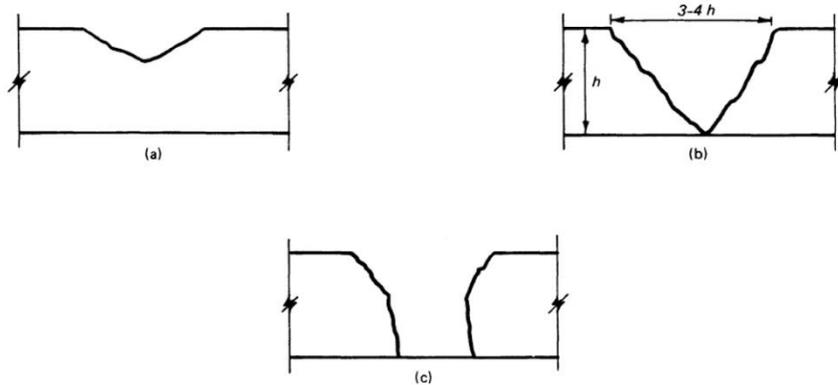


Figure. 3.5. Breach shapes resulting from overtopping, showing: (a) initial breach shape, (b) "V" shape breach formed when softer dam material is eroded away, and (e) resulting lateral erosion [28].

3.9. Prévision des paramètres de la brèche

Pour estimer les conséquences d'une rupture de barrage pour un scénario choisi, on doit en premier lieu modéliser le processus de la rupture elle-même et la formation de

l'écoulement au droit de la digue. Il est essentiel de connaître au droit du barrage, la géométrie de la brèche, le temps de formation de la brèche ainsi que le débit maximal à l'ouvrage.

Plusieurs formules sont disponibles dans la littérature pour estimer ces paramètres, elles ont été généralement développées sur la base de données de laboratoire et de cas réels observés de rupture de grand barrage:

Les travaux théoriques de Ritter, supposant une retenue infinie et une rupture instantanée, donnent une première estimation du débit maximal à la brèche:

$$Q_{max} = 0.9^2 * L * H_0^{1.5} \quad (3.12)$$

Avec

L = largeur constante de l'ouvrage s'effaçant, en mètres

H_0 = profondeur initiale d'eau en amont.

Les formules de Costa (3.13), de Molinaro (3.14) et de Lempérière (3.15) (pour des matériaux de petites dimensions et de cohésion nulle) relient la hauteur H du barrage (m) et le volume V de la retenue (m^3) au débit maximal à la brèche Q_{max} (m^3/s).

$$Q_{max} = 0.116 * (g * H)^{0.5} * H^2 * \left(\frac{V}{H^3}\right)^{0.22} \quad (3.13)$$

$$Q_{max} = 0.7 * \sqrt{g * H} * H^2 * \sqrt{V/H^3} \quad (3.14)$$

$$Q_{max} = 0.7 * \sqrt{g * H} * H^2 * \sqrt{V/H^3} \quad (3.15)$$

Le temps nécessaire pour atteindre le débit maximal peut être estimé à l'aide de la formule

(4.16) :

$$T = 10 * V^{0.5} * g^{-0.5} * H \quad (3.16)$$

La formule de Hagen fait intervenir les mêmes paramètres, mais en unité impériale : H' (pi),

V' (acres-pieds) et Q'_{max} (pi^3/s)

$$Q_{max} = 370 * \sqrt{V' * H'^2} \quad (3.17)$$

Les formules de l'U.S. Bureau of Reclamation (1982) (3.18) et Evans(1986) (3.19) mettent en avant l'importance des caractéristiques du réservoir dans l'évaluation du débit maximal de rupture :

$$Q_{max} = 75 * D^{1.85} \quad (3.18)$$

Avec

Q_{max} en m^3/s

D : profondeur du réservoir (m)

$$Q_{max} = 0.072 * V (8.2)^{0.53} \quad (3.19)$$

Avec Q_{max} en m^3/s V : volume du réservoir (m^3)

Mac Donald et Langridge-Monopolis (1984) relie le débit maximal à la brèche

Q_{max} (m^3/s), la hauteur d'eau H_w dans le réservoir au-dessus de la brèche (m) et le volume dans le réservoir V_w au moment de la rupture (m^3) :

$$Q_{max} = 1.175 (H_w * V_w) \quad (3.20)$$

Singh fait intervenir les rapports H_s/H et H_s/B_m dans l'évaluation de la forme de la brèche, du débit maximal de rupture et du temps pour l'atteindre :

$$H_s = V^{0.33} \quad (3.21)$$

Avec

H : hauteur de l'ouvrage

B_m : largeur moyenne de la brèche

B : largeur au sommet de la brèche

d : profondeur de la brèche il propose

$$\frac{B}{d} = 0.4 \frac{H_s}{H} \quad (3.22)$$

$$\frac{Q_{max}}{(g B_m^2 H^3)^{0.5}} = 0.0125 \frac{H_s}{H} \quad (3.23)$$

$$T \left(\frac{g}{H} \right)^{0.5} = 1.5 \frac{H_s}{B_s} \quad (3.24)$$

L'étude du développement de la brèche dans les ouvrages en remblai pour différents mécanismes de rupture révèle une forme de brèche triangulaire ou trapézoïdale de largeur moyenne :

$$B = 9.5 K_0 (VH) \quad (3.25)$$

La brèche se développant en un temps T :

$$T = 0.59^{0.47} H^{0.9} \quad (3.26)$$

Avec B : largeur moyenne de la brèche (pi)

T : durée de formation de la brèche (h)

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

H : hauteur d'eau de la retenue (pi)

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

On obtient alors le débit maximal (pi³/s) par la formule suivante :

$$Q_{max} = 3.1B \frac{c}{T+c\sqrt{H}} \quad (3.27)$$

Avec (1.16)

$$Q_{max} = 23.4 * A/B \quad (3.28)$$

Où A est la surface au miroir du réservoir à l'élévation du sommet du barrage (acres-pieds).

Les formules de Froehlich (3.29), (3.30), (3.31) établies pour les barrages en remblai en étudiant 63 cas réels proposent :

$$B_m = 0.1803K_0V^{0.32}h_b^{0.19} \quad (3.29)$$

$Z=0.9$

$$T = 0.00254V^{0.53}h_b^{-0.9} \quad (3.30)$$

Où

V : le volume de la retenue

K_0 : égal à 1.4 pour un déversement sur la crête et égal à 1 dans les autres cas.

Le débit maximal de l'onde de crue est donné par la formule suivante :

$$Q_P = 0.607V_W^{0.295}h_w^{1.24} \quad (3.31)$$

3.10. Etudes de rupture de barrages : approche de modélisation

3.10.1. Choix des outils de calcul

Le logiciel Telemac-2D, développé par le Laboratoire national d'hydraulique et environnement de l'Electricité de France à Chatou, a été retenu pour procéder aux simulations hydrodynamiques. La robustesse et la flexibilité de ce logiciel ont été déterminantes dans ce choix.

Le logiciel a fait l'objet de nombreux tests de validation dans différents cas, d'écoulements complexes [67]. Le logiciel a notamment été appliqué et ses résultats ont été comparés aux observations sur le site pour deux cas pratiques :

Simulation de crue dans la rivière Culm en Angleterre [66] et simulation de la rupture du barrage de Malpasset en France. Une excellente adéquation entre les résultats de simulations et les observations disponibles a été démontrée dans les deux cas.

Les utilisateurs de Telemac-2D peuvent bénéficier d'une souplesse importante compte tenu de la possibilité de programmer le code, en langage Fortran. Ainsi, le processus de simulation peut être bien contrôlé. Cet avantage a pleinement été exploité et s'est avéré pratiquement indispensable dans les études présentées dans cet article ; notamment pour le contrôle de la formation de brèches dans les ouvrages situés à l'intérieur du domaine de calcul, et pour le traitement des conditions aux frontières. Ces points s'avèrent généralement complexes dans le cadre des études de crues extrêmes.

3.10.2. Discrétisation numérique du domaine d'étude

Le logiciel Telemac-2D simule les conditions d'écoulement à partir d'un maillage irrégulier d'éléments triangulaires. Dans le cadre des applications pratiques qui font l'objet du présent article, ce type de maillage permet de représenter adéquatement la présence de différentes structures dans le domaine de calcul.

Plusieurs avantages lui sont généralement attribués, notamment la possibilité de décrire précisément les limites du domaine d'étude qui est caractérisé par une géométrie complexe, de densifier localement le maillage, etc. Ainsi, le maillage a pu être élaboré de façon à localiser précisément les zones potentielles de rupture et de déversement des débits transitant par les ouvrages d'évacuation des aménagements situés dans le domaine de calcul. Dans le même ordre d'idées, le maillage a pu être densifié et adapté le long des routes qui peuvent influencer significativement les débordements latéraux en conditions d'inondation, de même que dans les zones correspondant à des voies de contournement potentielles.

3.10.3. Simulations numériques

Les deux cas d'étude de rupture de barrages considérés requièrent de prendre en compte :

- les apports hydrologiques qui caractérisent respectivement les différents scénarios de crues extrêmes considérés ;
- le déversement de débit par les ouvrages d'évacuation des barrages situés à l'intérieur du domaine d'étude ;
- le phénomène de formation de brèche des ouvrages de retenue situés à l'intérieur du domaine de calcul.

La spécification des apports hydrologiques pour chacun des scénarios de crues considérés s'effectue par le biais du traitement des conditions aux frontières. De façon générale, le flux massique transitant par la ou les frontières amont du modèle en fonction du temps est spécifié. La spécification de la condition à la limite aval du modèle s'articule autour du niveau de la surface d'eau. Elle fait l'objet d'une description spécifique pour chacun des deux cas d'application.

L'introduction du code Fortran lors des simulations a pour but de représenter fidèlement l'utilisation réelle des ouvrages d'évacuation durant les crues intenses, ainsi que l'initiation et le développement des brèches dans les barrages ou leurs appuis. Les évacuateurs de crues ont été représentés par un doublet puits-source. La capacité d'évacuation normale, en tenant compte des niveaux d'eau amont et aval, a été considérée.

Le phénomène de formation de brèches a été pris en considération avec l'ajout, dans le code Telemac-2D, de la modification de la bathymétrie. La cote des nœuds au droit des brèches était abaissée de manière à créer une ouverture dans les remblais ou dans les évacuateurs lorsque le niveau d'eau amont dépassait la cote de rupture considérée. On contrôlait aussi la durée de formation des brèches.

L'hydrodynamique était alors calculée par le logiciel qui propageait autant l'onde de la crue amont que l'onde interne créée par la rupture de l'évacuateur ou par l'érosion de la brèche développée dans les appuis de l'ouvrage. Dans les cas impliquant la rupture partielle d'un évacuateur, le débit déversé était ajusté conséquemment.

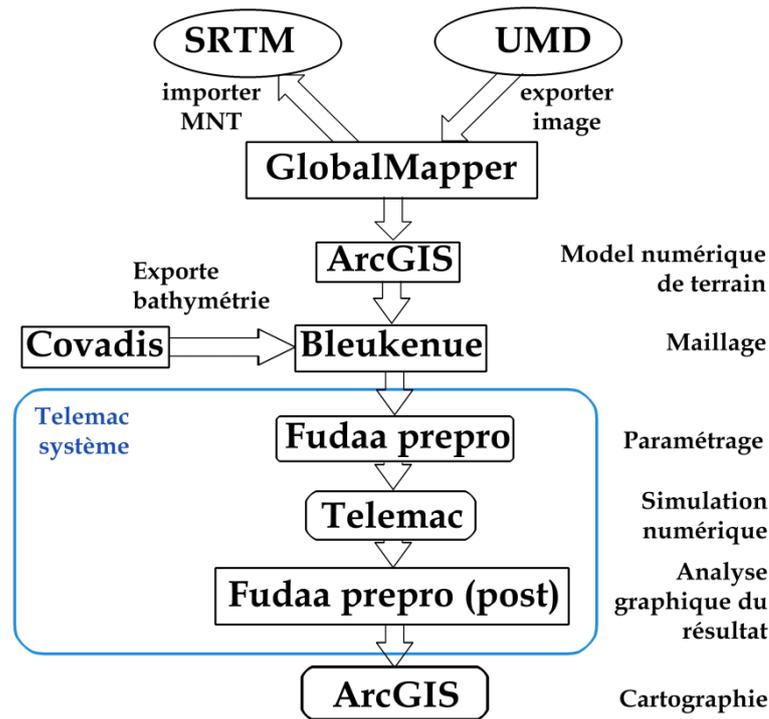


Figure.3.6 : organigramme de simulation

3.10.4. Présentation des logiciels utilisés :

3.10.4.1. Universal Maps Downloader (UMD)

Universal Maps Downloader est une application de visualisation du lieu actuel qui est utilisé pour obtenir la tuile qui a peu de sites Internet dédiés tels que Google Maps, Bing Maps, YandexMaps, Yahoo Maps, MapQuestMaps. Téléchargé petites cartes images sont enregistrées dans votre corps Storage où vous pourriez voir vos photos Cartes installées par mapviewer et les combiner en un fichier qui est raide c'est bigjpg par site combiner. Carte satellite Google Maps sont hybrides, Google Map, Google Street Map, Google, Bing cartes de surface et par satellite cartes de rues et d'autres différents types de carte. Vous allez l'utiliser pour vos fins personnelles.

Cet outil utilise une quantité réduite de ressources et inclut un fichier d'aide qui est complet. En outre, UniversalMaps Downloader s'est bon moment que sont rapides achever sa tâche sans aucune erreur. À la fin, nous avons proposé à tous les utilisateurs

d'UMD c'est parce que le téléchargement est un outil qui est bon le téléchargement de cartes.

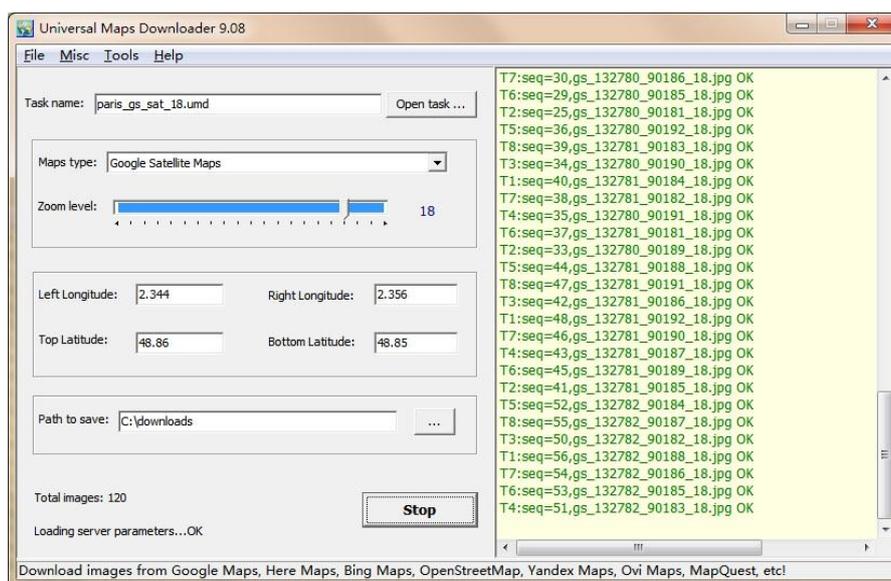
3.10.4.1.1. Caractéristiques :

- Télécharger des cartes qui peuvent être les différents internets qui sont différents.
- Le zoom est disponible pour chercher à éléments étant différent avec la carte.
- Enregistrer les cartes installées PNG et BNP structure.
- Approprié pour d'autres.
- Facile et rapide.
- Simple et complet.
- Elle a appuyé à l'un ou l'ensemble ou d'une des fenêtres.
- L'utilisation des données.

3.10.4.1.2. Exigences du système :

- Besoin de 1Go de RAM ou mémoire vive 512 Mo
- Window XP, Vista, Windows 7 et 8
- Connexion Internet

Option de zoom est ouverte pour visualiser plus de détails sur zone. Elle permet de limiter de points indiquant zone sélectionnée, début le téléchargement après avoir cliqué sur la touche de démarrage si vous souhaitez installer votre image de la carte choisie. Vous pourrez avec UMD si vous souhaitez combiner vos cartes images qui peuvent être téléchargés. Il suffit de sélectionner les cartes qui sont téléchargés et commencer



L'interface de l'UniversalMaps Downloader est composée d'une fenêtre qui est facile à naviguer. Vous n'avez pas de problème avec UniversalMaps Downloader. Dans la partir de UniversalMaps Downloader, l'utilisateur a la possibilité de spécifier le type de carte qu'il veut obtenir en sélectionnant entre disponible étant donné les sites web. Alors votre carte demandée s'affiche sur son interface principale.

3.10.4.2. SRTM

Les ensembles de données SRTM résultent d'un effort de collaboration par la National Aeronautics and Space Administration (NASA) et la National Geospatial-Intelligence Agency (NGA - précédemment connu sous le nom de National Imagery and Mapping Agency, ou NIMA), ainsi que la participation de l'allemand et l'italien les agences spatiales, de générer un quasi-global digital élévation model (DEM) de la terre en utilisant l'interférométrie radar. L'instrument se composait du SRTM l'imagerie radar-C (SIR-C) Ensemble de matériel modifié avec un dérivé de la Station spatiale et mâts antennes supplémentaires pour former un interféromètre avec un 60 mètres de long de la ligne de base. Une description de la mission SRTM peut être trouvée dans Kobrick et Farr (2000).

Les radars à synthèse d'ouverture sont côte-à la recherche d'instruments et d'acquérir des données en continu le long des bandes.

Les andains SRTM prolongée d'environ 30 degrés hors-nadir à environ 58 degrés-

nadir à partir d'une altitude de 233 km, et étaient donc à environ 225 km de large. Au cours du vol de données, l'instrument a été exploité en tout temps l'orbiter a été sur la terre et sur 1000 bandes individuelles ont été acquis sur les dix jours de la cartographie des opérations. Longueur de l'acquis des bandes vont de quelques centaines à plusieurs milliers de kilomètres. Chaque individu l'acquisition de données est appelé "prendre des données." SRTM était le principal (et presque uniquement) sur la charge utile de la mission STS-99 de la navette spatiale Endeavour, qui a lancé le 11 février 2000 et a volé pendant 11 jours.

Après plusieurs heures pour le déploiement d'instruments et d'activation, commander et systématique des données interférométriques ont été recueillies pour 222,4 heures consécutives. L'instrument géré presque parfaitement et imagé

99,96 % de la masse terrestre ciblée au moins une fois, 94,59 % au moins deux fois et environ 50 % au moins trois fois ou plus. L'objectif était à l'image chaque segment de terrain au moins deux fois sous des angles différents (en montée, ou en cours, du nord et de l'orbite descendante passe) pour remplir les zones dans l'ombre du faisceau radar par le terrain.

Cette 'territoire' ciblé était constitué de toutes les terres entre 56 degrés sud et 60 degrés de latitude nord, qui comprend presque exactement 80 % de la masse terrestre totale de la Terre.

3.10.4.3. ArcGIS

ArcGIS est l'un des Systèmes d'Informations Géographiques (SIG) les plus utilisés. Ce logiciel offre de nombreuses potentialités pour la manipulation, la gestion, l'analyse et l'édition des données spatiales.

Différentes couches d'informations spatiales peuvent être manipulées offrant la possibilité d'analyser une ou plusieurs couches sous le contrôle des autres. Le seul lien entre ces différentes couches est le lien spatial, c'est-à-dire, l'appartenance au même espace géographique et ayant le même système de coordonnées.

Les différentes couches d'informations sont descriptives d'un espace géographique terrestre déterminé. Elles peuvent correspondre à des documents cartographiques

représentant des objets thématiques géographiquement identifiés (carte de type IGN, photographies aériennes, images satellitaires, etc.) ou issus des analyses et des procédures de spatialisation (carte de la teneur en eau du sol, carte topographique, carte de la hauteur des arbres dans un peuplement forestier, etc.).

Le logiciel ArcGIS comprend quatre applications principales :

ArcCatalog

ArcMap

ArcToolbox

ArcReader

3.10.4.3.1. ArcCatalog:

Est un explorateur de données tabulaires et cartographiques offrant des outils de gestion et d'organisation analogues à ceux offerts par les systèmes d'exploitation comme WINDOWS ou DOS (copier, renommer, effacer, créer des icônes, etc.). Il est vivement conseillé d'utiliser ArcCatalog pour effacer les fichiers car ces fichiers sont accompagnés d'autres fichiers que l'explorateur de Windows, s'il est utilisé, ne permet pas de les effacer automatiquement. ArcCatalog permet aussi de visualiser les données tabulaires et des couches géographiques ainsi qu'une exploration des différents thèmes qui les constituent.

3.10.4.3.2. ArcMap:

ArcMap est l'application fondamentale du logiciel ArcGIS. Elle contient une boîte à outils, organisés sous forme de modules indépendants (extensions), permettant de gérer, manipuler, analyser et éditer les différentes couches d'informations de la base de données. ArcMap est l'équivalent de l'ancienne version d'ArcView.

3.10.4.3.3. ArcToolbox:

Est une boîte à outils permettant d'effectuer des conversions et de transferts de format et aussi de projection.

3.10.4.3.4. ArcReader:

Est une application gratuite permettant d'échanger des cartes publiées entre différents utilisateurs.

3.10.4.4. Global Mapper

Global Mapper est un logiciel professionnel de cartographie.

Il supporte les fichiers DLG-O, DRG, DOQ, DEM, DGN, DTED, DWG, DXF, SDTS DLG, SDTS DEM, ECW, MrSID, ESRI Shapefiles, E00, JPEG2000, CADRG/CIB, GeoTIFF, KML/KMZ, Lidar LAS, Arc Grid, Tiger/Line.

Global Mapper offre également la possibilité d'accéder directement à de multiples sources en ligne des images, des cartes topographiques, et les matrices de données de terrain. Cela comprend l'accès à travers le monde des images couleur haute résolution de DigitalGlobe (accès filigrane gratuitement) et l'accès à la base de données toute TerraServer-USA de l'imagerie satellitaire et de cartes topographiques USGS libre et gratuit. Global Mapper a également la possibilité d'accéder facilement aux données WMS sources, y compris un accès intégré aux données d'élévation et de l'imagerie couleur pour le monde entier, et pour afficher les données d'élévation en vrai 3D avec une image raster chargé et des données vectorielles drapé au-dessus de celui-ci !

3.10.4.4.1. Caractéristiques:

- Global Mapper soutient le visionnement de plusieurs dizaines de formats de données les plus courantes
- Fournit un accès direct à l'imagerie à haute DigitalGlobe couleur haute résolution
- Fournit un accès direct à l'imagerie par satellite Terra Server-USA archive complète et carte topographique
- Fournit un accès facile et direct aux données sources WMS
- Prise en charge visualisation 3D vrai des données d'élévation chargé notamment de drapage de toute l'imagerie et des données vectorielles chargées sur la surface 3D
- cultures, reprojetter, et fusionner n'importe quelle combinaison de données raster et des données d'altitude, y compris les DRG
- Numérisez nouveau vecteur (zone, ligne, et le point) caractéristiques en les tirant avec la souris
- Suivi d'un dispositif GPS compatible connecté au port série de votre ordinateur ou d'un port USB en temps réel sur toutes les données chargées

- Prise en charge des conversions exactes entre une grande liste de systèmes de projection et déréférence
- l'exportation à la fois vecteur, raster et des données d'élévation à une variété de formats
- corriger graphiquement (géoréférencement) tout JPG, TIFF, PNG ou l'image et enregistrer les résultats d'une nouvelle image
- Créer des contours pour toute combinaison de données d'élévation
- automatique triangulation et le maillage de la 3D des séries de points
- Prise en charge combinant / comparant surfaces de terrain
NASA World • Support du vent
- Support Google Maps
- Prise en charge de Virtual Earth
- Capture d'écran Advanced
- La conversion en lots de presque toutes les données des fichiers d'entrée de données à n'importe quel type d'exportation compatibles
- Auto-clip collier pour DRG / DOQQs / BSBs
- Les capacités de mesure avancée
- Prise en charge de créer facilement des caractéristiques géologiques
- Des fonctions de dessin avancées
- Capacité à relier les vecteurs caractéristiques des attributs à des sites Web ou des fichiers • Soutenir la dernière DEM et SDTS formats DEM
- Prend en charge l'ouverture DLG-O et DEM fichiers directement à partir d'archives gzip
- Prend en charge la navigation clavier
- Rechercher et modifier des données vecteur de charge par nom, valeur de l'attribut, ou une description
- Chargement et affichage des images JPG avec données EXIF de positionnement

3.10.4.5. Covadis

Covadis est un logiciel complet destiné à la topographie et à la conception VRD (Voirie Réseaux Divers) qui s'intègre à l'environnement d'Autodesk (Autocad ou AutocadMap).

À partir de la situation existante, nous pouvons générer tous types de Projet allant du Sitex vers les plans d'exécution (par profil types : Profil en Long et Profil en Travers ; métré et bordereaux automatiques suivant un paramétrage préalable)

En résumé, à partir d'un plan sur base topographique (ex.: Levé de Géomètre, Plan en XYZ existant ou autres provenances) il est possible de générer tout style de projets tel que : calculs topométriques, plans topographiques, projets de lotissements, aménagements Urbains, réfections de voiries, projets VRD, calculs hydrauliques, dimensionnements hydrauliques, etc...

Il regroupe parmi ces fonctionnalités les « métiers » suivant :

- Topographie (Traitement des Données et codification du levé, calcul topométrique et dessin topographique)
- Projet de Lotissement
- Modèle numérique du Terrain (MNT sur base d'éléments topographiques 3D, analyse et visualisation du relief)
- Conception 3D (Suivant les Études et Calculs de projet linéaire et projet de lotissement)
- Terrassement Multi Plates-Formes (Calcul du Bassin Versant, etc...)
- Projet linéaires (Voirie, Routes, Tunnel, etc...)
- Réseaux d'assainissement (Dimensionnement Existant ou projeter d'Eaux Usées ou Eaux Pluviales, Étude de la goutte d'eau, etc...)
- Réseaux divers (Tout réseaux se trouvant dans le sol : Gaz, Distributions d'eau, Conduite d'électricité, etc...)
- Giratoires et Épures de Giration (Calcul de dessin de carrefours giratoires, calcul et contrôle des trajectoires de véhicules types)
- Métrés et Bordereaux (calcul et exportation des quantitatifs et des métrés en format Excel suivant les points nommés ci-dessus)
- Rendu 3D (création de perspectives et de rendus réaliste suivant des projets calculés aux préalable par Profil linéaire ou Projet Covadis)

3.10.4.6. BlueKenue™

BlueKenue™ 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-

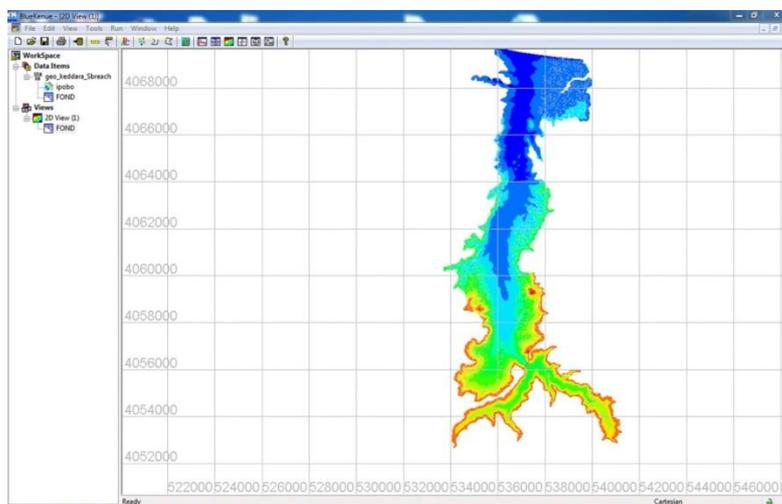
référencées aux données de modèle (entrées et sorties). BlueKenue permet de lire directement les résultats des modèles TELEMAC, ADCIRC et HydroSim.

La visualisation de résultats dans BlueKenue™ se fait par le biais de vues dynamiques 1D, polaires, 2D, 3D ou sphériques que l'utilisateur peut enregistrer sous forme de films ou sauvegarder sous forme d'images pour ses rapports et présentations.

Toutes les vues et les données sont entièrement géo-référencées. BlueKenue permet de plus la conversion entre systèmes de coordonnées (projections courantes).

3.10.4.6.1. Formats et Types de Données

BlueKenue™ 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.

3.10.4.6.2. Préparation des Données du Modèle

- Séries temporelles (scalaires et vectorielles)
- Données tabulaires, Distributions, Roses de vitesse
- Ensembles de points à attributs multiples
- Ensembles de lignes à attributs multiples
- Réseaux à attributs multiples
- Données (scalaires et vectorielles) sur grille rectangulaire
- Données (scalaires et vectorielles) sur grille triangulaire

BlueKenue™ 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.

3.10.4.7. Fudaa-prepro

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

3.10.4.7.1. Les logiciels du préprocesseur



L'éditeur de projet permet de paramétrer le projet hydraulique



Le postprocesseur permet de visualiser les résultats



L'éditeur de maillage est en cours de développement. Il permet de visualiser les maillages (pour l'instant).

Fudaa-Prepro fournit des outils pour préparer et lancer une étude hydraulique. Tous les paramètres peuvent être facilement créés et modifiés à l'aide d'éditeurs intuitifs:

- Mot-clés / paramètres numériques
- Propriétés nodales/élémentaires: friction, viscosité
- Conditions limites
- Conditions initiales
- Courbes transitoires
- Sources, siphons, seuils
- Ouvrages, chroniques d'apport
- Images géoréférencées

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

Fudaa-Prepro offre également des outils de post traitement:

Génération de graphes et d'animation en 1D, 2D et 3D

- Edition de variables
- Comparaison avec/importation d'autres résultats
- Utilisation de fonctions de recherche avancées
- Exportation des résultats vers les SIG

3.11. Conclusion

Comme beaucoup d'autres problèmes relatifs à l'environnement, le problème de rupture de barrage n'a jamais été résolu complètement. Le nombre de paramètres intervenant dans l'écoulement est trop nombreux : conditions initiales, conditions aux bords, rugosité et nature variée du sol, variabilité et complexité de la vallée, différences de végétation, pente variée du sol, mode de rupture, etc. Pour lancer l'étude de ces écoulements naturels, les chercheurs ont utilisé plusieurs simplifications, puis progressivement des complexités ont été introduites. Le problème physique est positionné comme suit : un barrage obture un canal contenant une quantité donnée d'un fluide homogène. La rugosité, la forme et la pente du canal sont des paramètres de l'écoulement. A $t=0$, le barrage s'effondre complètement ou partialement, rapidement ou progressivement. Les conditions initiales et les conditions aux bords sont également des paramètres d'écoulements. La discontinuité provoquée à $t = 0$ entraîné à la fois la propagation d'un front d'onde et une variation des profondeurs du fluide en avant du front. La discontinuité en espace apparaît généralement au voisinage du front d'onde avec un ressaut hydraulique, c'est-à-dire une onde de choc, si le fond avale est mouillé. Ces discontinuités (en temps et en espace) rendent le problème encore plus compliqué [1].

Le calcul de propagation de la crue de rupture dans la vallée située en aval de l'ouvrage ainsi que celui du comportement du réservoir sont des étapes importantes de l'étude de sécurité d'un ouvrage. Pour chacun des scénarios initialement retenus, ils permettent de dresser un portrait hydraulique des crues de rupture que l'ouvrage pourrait engendrer. Ils fournissent une grande quantité d'informations, qui concerne des écoulements variables dans le temps, calculés en de multiples points d'une vallée souvent longue de plusieurs dizaines, voire centaines de kilomètres.

Chapitre 04 :

Présentation de la zone d'étude, Résultats et

Discussions

4.1. Introduction

Lors d'une rupture de barrage, une onde se propage à l'aval le long du canal pouvant entraîner des submersions importantes. Le programme de calcul « Telemac2D » que développé par le Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement (LNHE) vise à donner un ordre de grandeur des niveaux atteints dans un tel canal.

Les informations qui sont fournies au programme « Telemac2D » sont la hauteur d'eau dans le barrage ainsi que la largeur de ce dernier, la longueur, la pente et la rugosité du canal qui permettent d'estimer le débit, la vitesse, la hauteur ainsi que la célérité de l'onde aux différents points du canal que l'utilisateur peut choisir pour obtenir les résultats. L'utilisateur doit donc fournir le débit maximal au droit du barrage.

Dans le cas qui nous concerne nous avons préféré la formule de Ritter et Froehlich pour l'estimation du débit maximal de rupture pour la forme rectangulaire de la brèche de rupture.

4.2. Présentation de la zone d'étude

4.2.1. Situation géographique

Le barrage de **KEDDRA** est situé sur le territoire de la Wilaya de **BOUMERDES**, à 8 km au sud de **BOUDOUAOU** et 35 km à l'est d'**ALGER** (**Figure.4.1**).

L'oued **KEDDARA**, au droit du site et après sa confluence avec l'oued **EL HAAD**, prend le nom d'oued **BOUDOUAOU**, mais le site est, cependant, généralement appelé **KEDDARA**.

Le barrage ferme la vallée de l'oued **BOUDOUAOU** à la fin du cours montagneux de l'oued **KEDDARA**, un peu avant le débouché de celui-ci dans la plaine de **MITIDJA** et immédiatement après le confluent avec l'oued **EL HAAD**. C'est ici que la vallée franchit le dernier resserrement dans les terrains cristallophylliens du prolongement occidental du massif métamorphique Kabyle, terrains qui sont d'âge anti dévonien.

La galerie **HAMIZ—KEDDARA** est un ouvrage de transfert construit entre la retenue du barrage HAMIZ, établi sur l'oued APBATACHE, et la vallée de l'oued **EL HAAD**. [2]

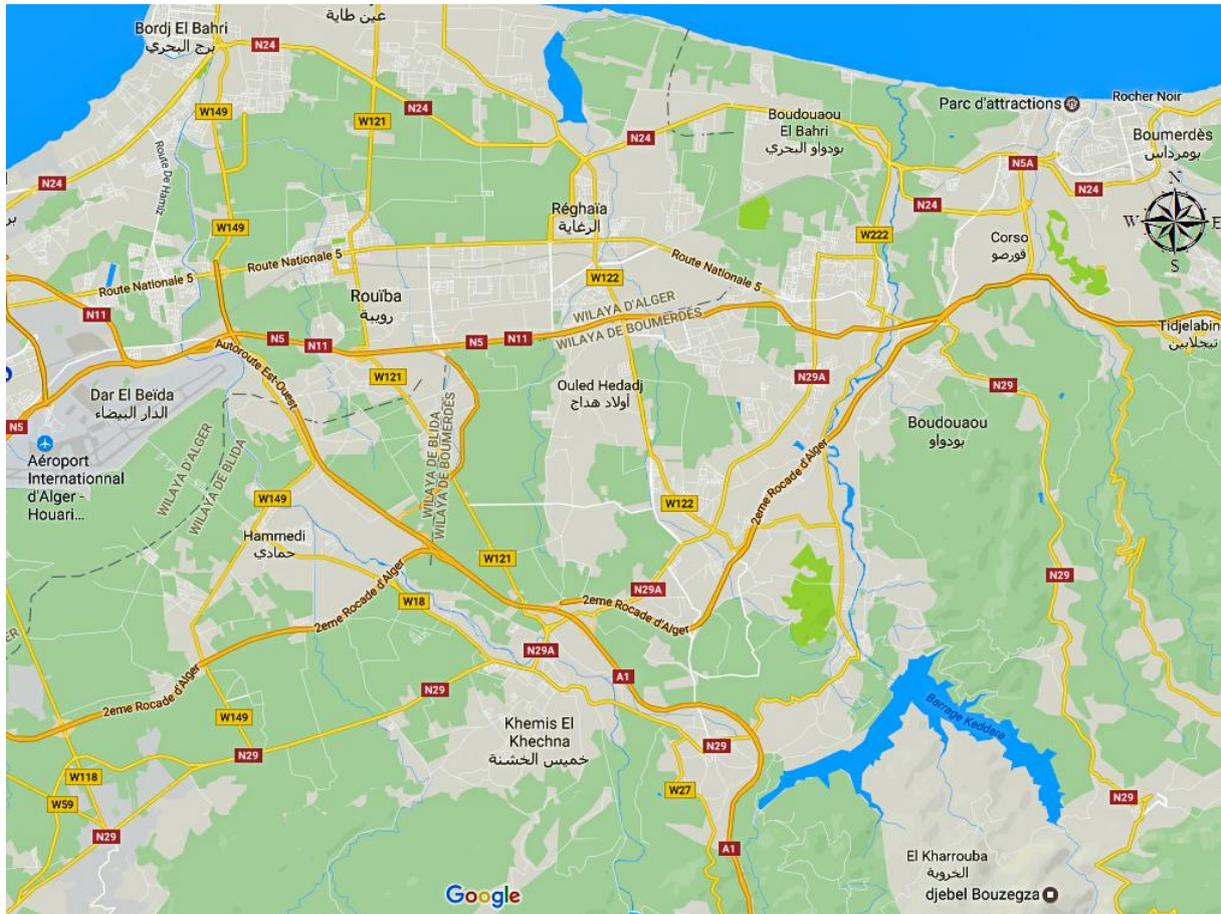


Figure.4.1 : situation géographique barrage **KEDDARA**

4.2.2. Destination :

Le barrage KEDDARA fait partie de l'aménagement ISSER-KEDDARA

L'aménagement est destiné à satisfaire les besoins en eau potable de l'agglomération et permettra d'augmenter d'environ $150 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$ le volume antérieurement disponible.

La retenue de KEDDARA est alimentée par les apports des oueds KEDDARA et EL HAAD et par la galerie de transfert provenant de la retenue du HAMIZ ; dans une nouvelle phase, elle sera alimentée aussi par des apports provenant de l'oued ISSER. [2]

4.2.3. Principaux documents existants

Les différentes études hydrologiques menées par la Direction des Etudes de Milieu et de la Recherche Hydraulique (DEMRH) en 1972, 1973 et 1974 ont trouvé un aboutissement dans le rapport de 1976 intitulé "Etude hydrologique pour un aménagement des bassins du KEDDARA et du HAMIZ". Un chapitre important de ce

dernier rapport est celui dans lequel ont été calculés les hydrogrammes de crues de l'oued BOUDOUAOU pour différentes périodes de retour, par la méthode de l'hydrogramme synthétique. [2]

En 1977 l'entreprise TESCO-VIZITERV a effectué, pour la Direction des Projets et Réalisations Hydrauliques (DPRH), une étude hydrologique constituée par **les quatre chapitres suivants**:

- Etude des débits transférables par la galerie HAMIZ-KEDDARA ;
- Etude du débit régularisé de la retenue de KEDDRA ;
- Etude des crues de l'oued BOUDOUAOU ;
- Etude de la protection contre l'érosion du bassin de KEDDARA.

En 1980 le Bureau d'Etudes G. LOMBARDI, qui a élaboré l'Avant-Projet Détaillé du barrage de KEDDARA, a présenté un rapport hydrologique qui a consisté, en premier lieu, à un contrôle des hydrogrammes proposés en 1976 par la DEMRH. Ce contrôle a confirmé la forme et l'amplitude des hydrogrammes proposés et on a ainsi pu adopter l'hydrogramme de la crue cinq-millénaire de la DEMRN pour le projet. Les résultats des mesures des apports mensuels chronologiques des oueds KEDDRA et EL HAAD entre 1953 et 1976 ont été présentés à la fin de ce rapport. [2]

4.2.4. Bassin versant :

La superficie du bassin versant de l'oued BOUDOUAOU à l'emplacement du site du barrage de KEDDARA est de 93 km² ayant une forme presque arrondie (Figure.4.2).

Les versants du bassin sont très raides. Dans une répartition de la superficie selon les catégories de pente, l'inclinaison pour plus de deux tiers dépasse 25% et pour environ un tiers elle est même plus forte que 40%. [2]

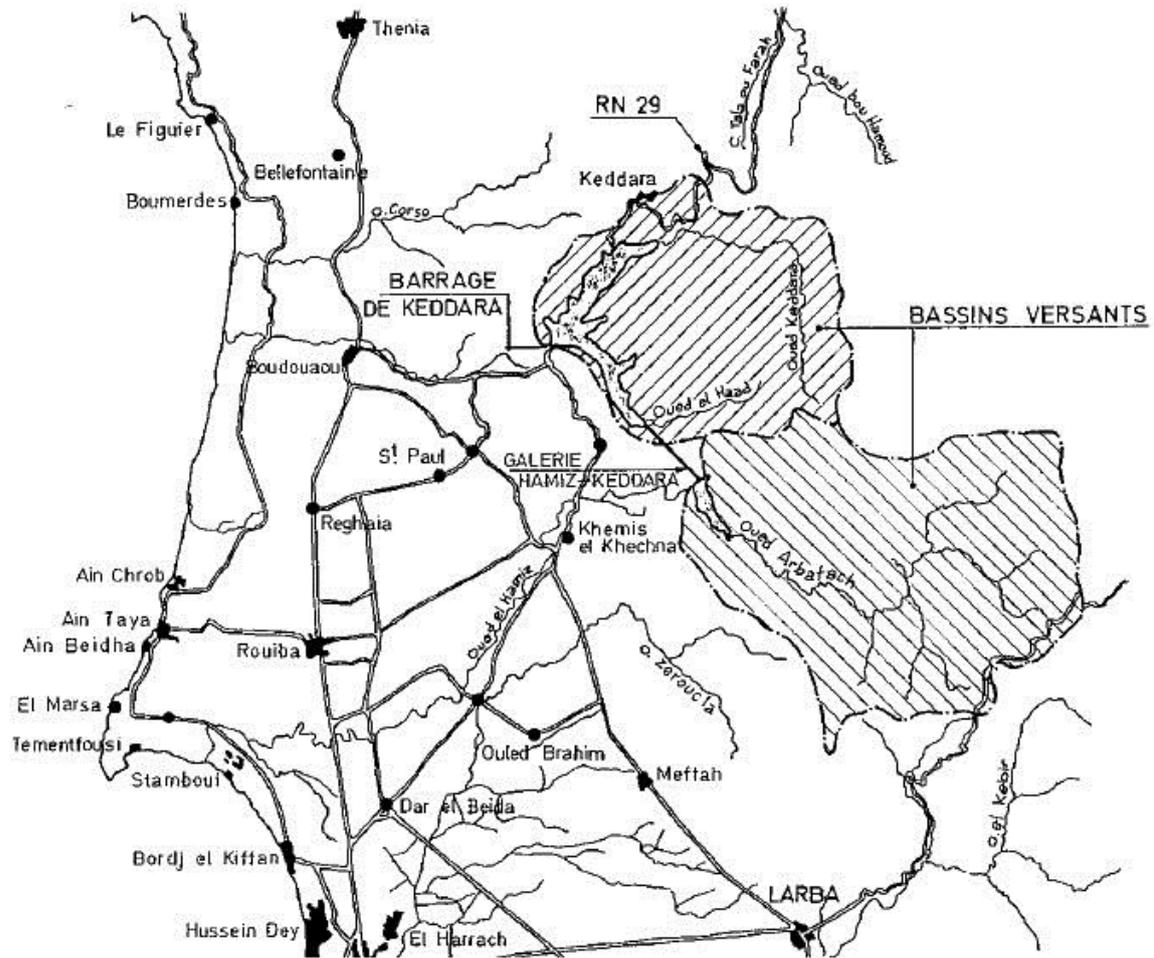


Figure.4.2 : bassin versant de retenue **KEDDARA**

4.2.5. Diagrammes des volumes et des surfaces de retenue :

Les diagrammes des volumes et des superficies de la retenue KEDDARA sont représentés à la Figure.4.3.

Le volume de la retenue sous la cote de retenue normale (145,00 N.G.A.) est de $145,6 \times 10^6 \text{ m}^3$

La superficie de la retenue à même côte est de $5,2 \times 10^6 \text{ m}^2$. [2]

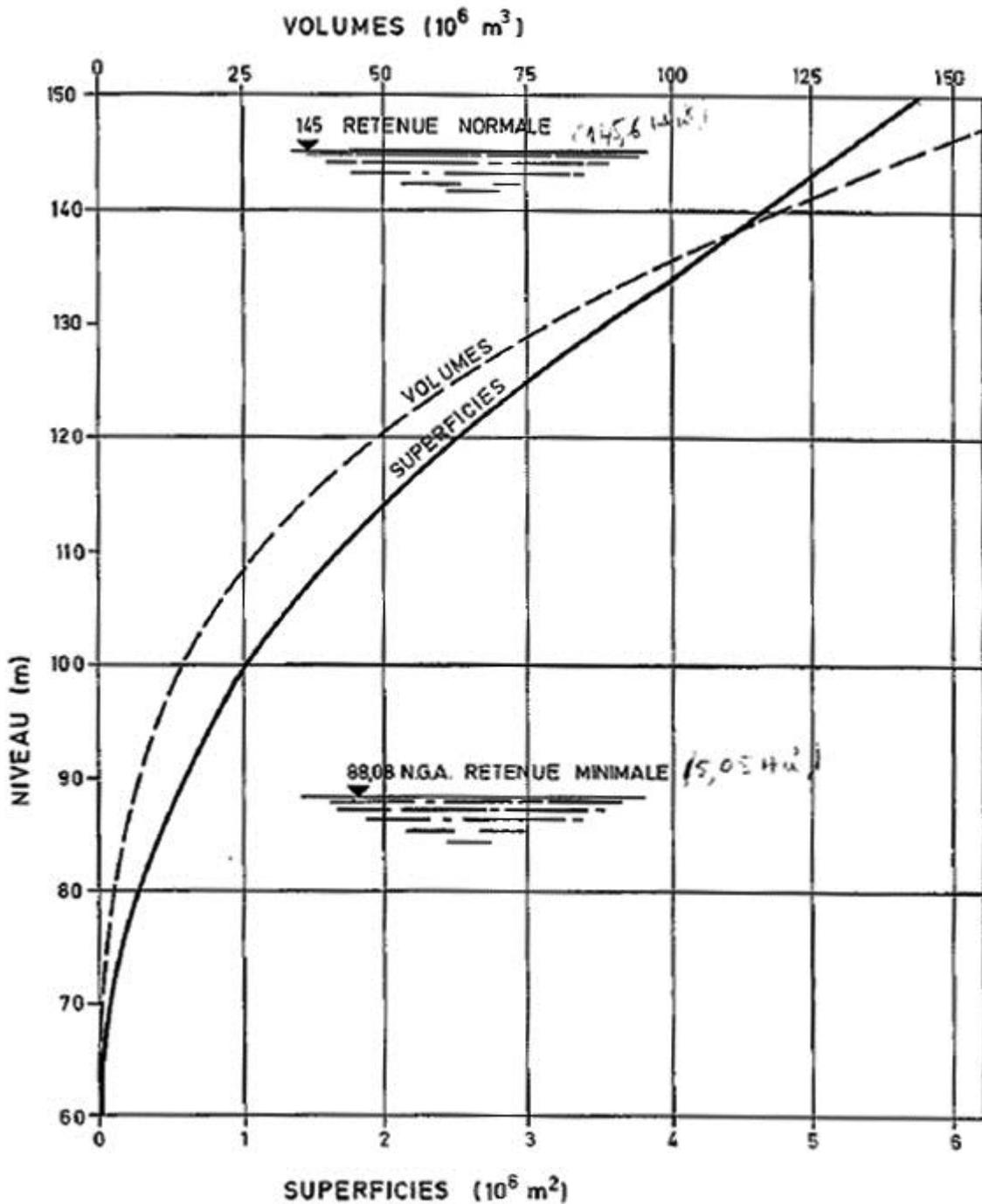


Figure.4.3: diagramme des volumes et des surfaces de la retenue de KEDDARA

4.2.6. Débits de pointe de crue

Les valeurs obtenues par la DEMRE en 1976 pour les débits de pointe de crue ont été maintenues dans les études hydrologiques ultérieures.

Pour différentes périodes de retour ces valeurs sont indiquées dans le Tableau suivant.

[2]

Période de retour (années)	Débit de pointe de crue (S=93Km ²)	
	m ³ /s	m ³ /s.km ²
10	235	2,53
50	375	4,03
100	437	4,70
1000	576	6,19
5000	760	8,17

Les respectifs hydrogrammes sont représentés dans la Figure.4.4.

Les périodes de retour considérées dans les calculs hydrauliques de la dérivation provisoire et de l'évacuateur de crues sont respectivement de 50 ans et de 5 000 ans et les correspondants débits de pointe sont de 381 m³/set 735 m³/s pour l'entrée dans la retenue.

Le volume de la crue cinq-millénaire de projet de l'évacuateur de crues est de 22,3 x 10⁶ m³, sa forme correspondant à celle des hydrogrammes de crue de la Figure.4.5 et sa durée étant de 25 heures. [2]

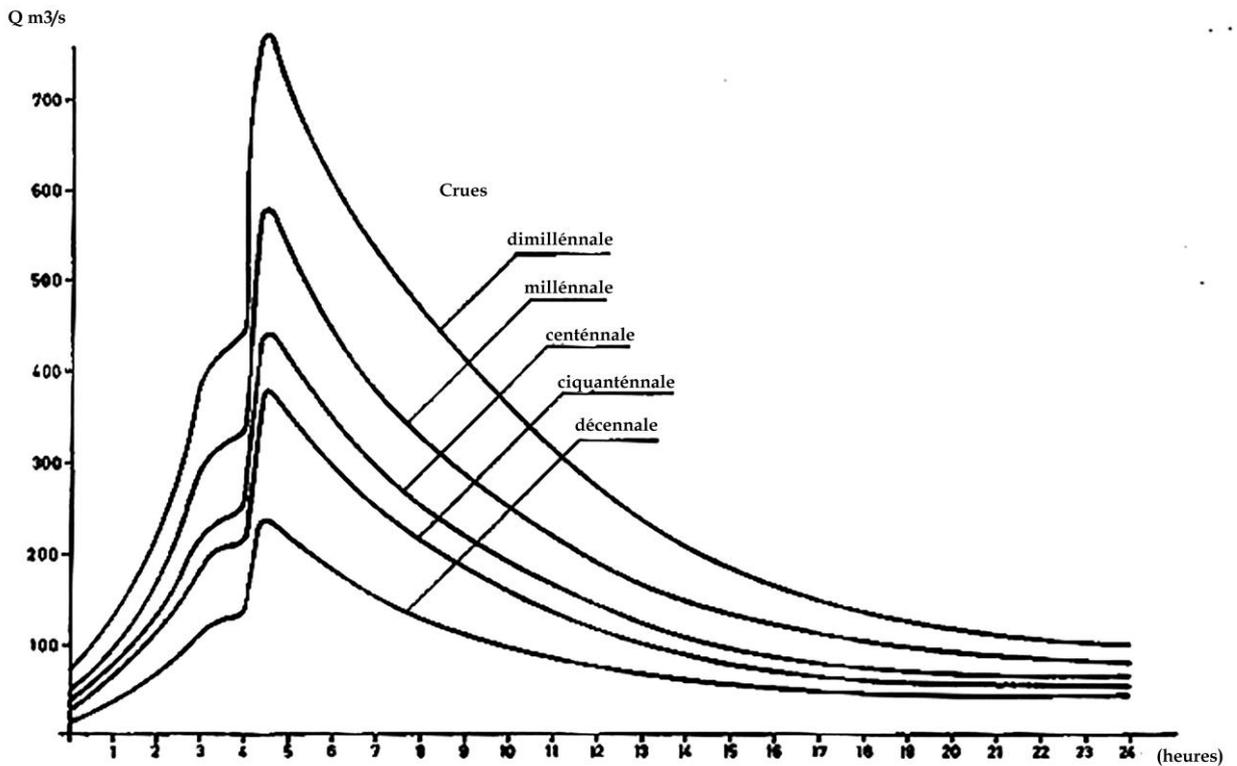


Figure.4.4:Hydrogrammes construits par la DEMRH pour les débits d'entrée des crues dans la retenue KEDDARA.

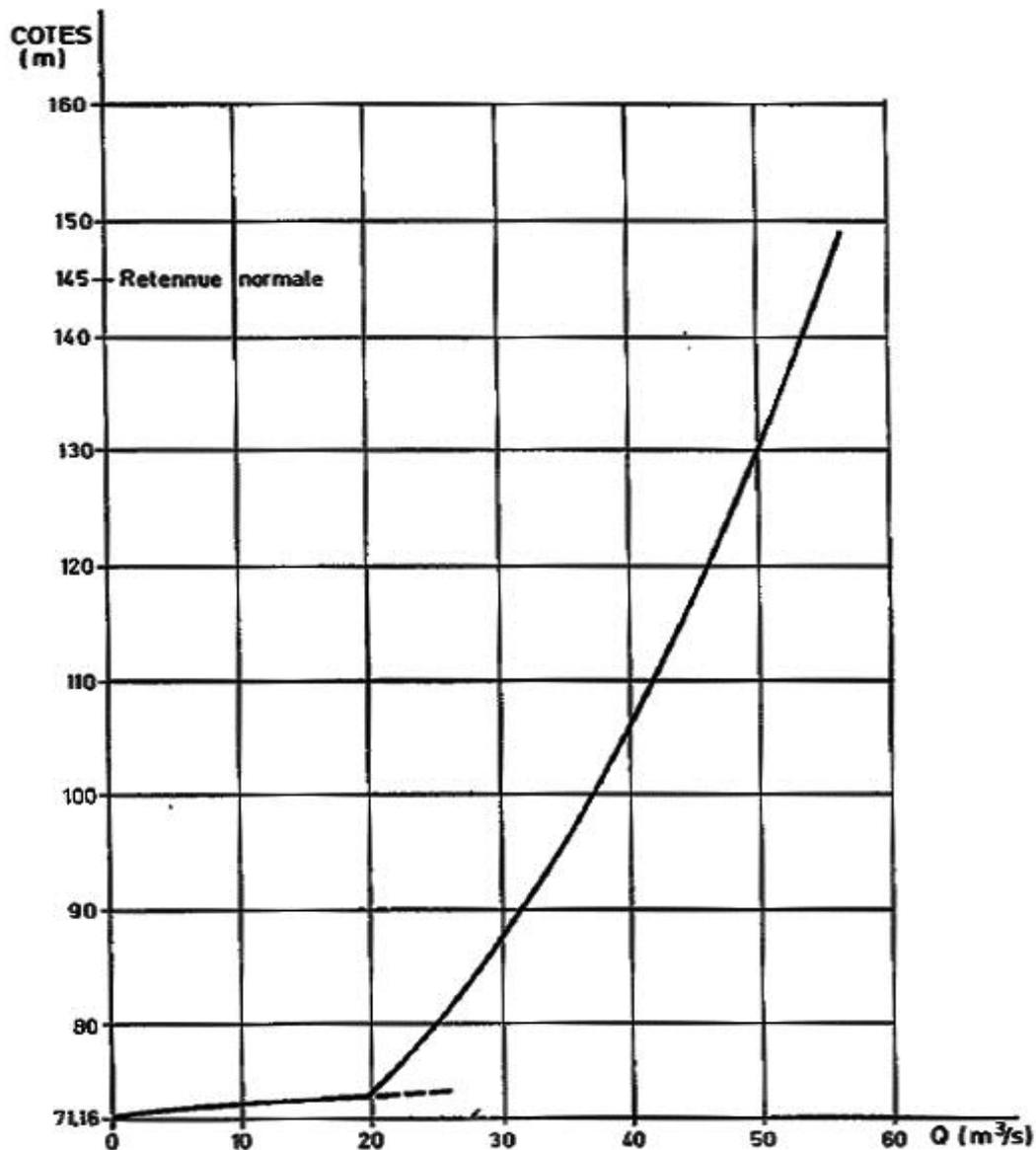


Figure.4.5: courbe hauteur-débit de la vidange de fond (vanne complètement ouvert)

4.2.7. Fiche technique du Barrage KEDDARA

- Type: Digue en enrochement avec un noyau central argileux sur lequel les couches filtrantes sont appuyées.
- Composition du corps de la digue (en partant de l'amont et en allant vers l'aval): Rip-rap amont (zone 9), enrochement calcaire sélectionné (zone 2), enrochement calcaire tout-venant (zone 3), transition (zone 6), noyau (zone 1)', filtre (zone 7),

drain (zone 8), remblai graveleux (zone 5), enrochement tout – venant (zone 3) et enrochement sélectionné (zone 2)

- Composition du corps du batardeau (englobé dans le corps de La digue, duquel constitue son pied amont); enrochement calcaire tout-venant (zone 3), transition (zone 6), noyau (zone 1), transition (zone 6) et enrochement calcaire tout-venant (zone 3).
- Cote du couronnement: 151 in N.G.A. (tenant compte des tassements dans la verticale après la construction il a été introduite une surélévation du couronnement égale 0,40 m sur la Sta. 1 + 25; sur les Sta. 0+65 et 1 + 80 1s surélévations sont de 0,00 m et 0,60 m, respectivement, variant linéairement jusqu'à la Sta. 1 + 25).
- Cote des eaux les plus hautes (crue cinqmil1maire): 147,32 m N.G.A.
- Cote de la retenue normale (R.N.): 145 m N.G.A.
- Cote du haut du noyau: 148,5 in (avec les mêmes surélévations de la crête de la digue).
- Cote de la risberme amont (au niveau de la crête du batardeau amont): 81,50 m (largeur de 15 m).
- Cote des risbermes aval: 133,75 m, 115,50 m et 97,75 m (les 3 avec largeur de 3 m) et 80,00 m (avec la largeur de 15 m).
- Hauteur maximum: 106 m.
- Longueur du couronnement: 468 m
- Largeur du couronnement : variable, allant de 12 m au profil de la ligne des centres de courbure jusqu' à 20,5 m pris des rives.
- la larguer maximum à la base 5380m. [2]

4.2.8. Evacuateur de crues

- Type: Déversoir avec un seuil en labyrinthe, suivi d'un coursier et d'un bassin d'amortissement. Le seuil déversant est du type WES.
- Cote du fond horizontal du canal d'accès à l'évacuateur: 141,50 m.
- Longueur totale du seuil déversant en labyrinthe: 53,77 m.

- Distance entre les murs parallèles qui limitent la téralement le seuil en labyrinthe: 19,00 m.
- Cote de la crête du seuil déversant: 145,02 m.
- Débit maximum: 250 m³/s (pour le niveau de l'eau dans la retenue à la cote 147,46 m; par laminage de La crue de projet correspondante une période de retour de 5 000 ans).
- Distance entre l'axe du barrage (Sta. 1 + 00) et le commencement du coursier: 16,30 m.
- Dimensions du coursier: longueur totale de 246,72 m (de Sta. 1 + 16,30 jusque Sta. 3 + 63,02), répartie par 3 tronçons, avec les pentes de 6%, 38% et 67%; dans le premier la largeur passe de 19 m à 7,5 m dans une longueur de 54 m; la hauteur des murs bajoyers varie de 4,5 m à 2 m.
- Dimensions du bassin d'amortissement: longueur de 26 m (de Sta. 3 + 63,02 à Sta. 3 + 89,02 m); largeur entre 7,5 m à 17,5 m; la cote du fond du bassin est 48,00 m et la hauteur des murs bajoyers est de 12 m.
- Dispositifs comportés par le bassin d'amortissement une rangée de blocs au pied du coursier; des piles de freinage de forme hydromécanique avec une hauteur de 1,51 m; un seuil terminal en redans de 2 m de hauteur.
- Contre—pente du canal de liaison à l'oued: 25%.
- Largeur de la passerelle sur l'évacuateur: 2 m. [2]

4.2.9. Envasement

D'après les éléments des études hydrologiques, la quantité du débit solide se déposant dans la retenue de KEDDARA est évaluée en 7×10^6 m³ pendant 30 ans.

En effet, il est prévu que l'envasement provenant du bassin versant de l'oued BOUDOUAOU sera d'environ 0,56% en pourcentage du débit annuel moyen et, conséquemment, pendant les 30 ans de

$32,3 \times 10^6$ m³/an x 30 ans x 0,0056 = $5,4 \times 10^6$ m³ valeur qui pourra être réduite avec la réalisation de la protection envisagée contre l'érosion.

D'autre part, pour le débit transférable par la galerie HAMIZ-KEDDARA, le pourcentage de l'envasement par rapport au débit annuel moyen ($15 \times 10^6 \text{ m}^3$) est influencé par l'effet de l'épandage obtenu dans la retenue du HAMIZ en résultat du temps de séjour des eaux, lequel est suffisant pour qu'une décantation y ait lieu. C'est pourquoi on prévoit que l'envasement provenant du transfert pendant la période de 30 ans soit de $15 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{an} \times 30 \text{ ans} \times 0,0035 = 1,6 \times 10^6 \text{ m}^3$ valeur qui, additionnée à l'envasement provenant du bassin de l'oued BOUDOUAOU, complète le total prévu de 7×10^6 pour l'envasement pendant 30 ans. Ce total est inférieur à 5% de la réserve de la retenue de KEDDARA. [2]

4.3. Modélisation bidimensionnel (Telemac 2D)

Pour la modélisation de la rupture totale du barrage, le domaine de calcul prend en compte le réservoir à l'amont de celui-ci. Cela évite de prendre des conditions aux limites théoriques (Hauteur constante ou hydrogramme) mis 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 **Bluekenue** qui fait partie de la bibliothèque **Telemac**. Le maillage final comporte 43338 nœuds avec des mailles allant de 1 à 50 m. Le réservoir est maillé grossièrement car l'agitation y est assez faible et il est préférable de renforcer le maillage dans les zones de fortes agitations, c'est-à-dire au niveau du barrage et dans le lit de la rivière. Le barrage est modélisé par une ligne droite entre les coordonnées (537119.75, 4056049) et (537312.75, 4056381). Pour débiter le calcul nous remplissons le réservoir à la cote de surface libre 151 mètres. A $t=4945.0 \text{ s}$, la rupture du barrage est progressive.

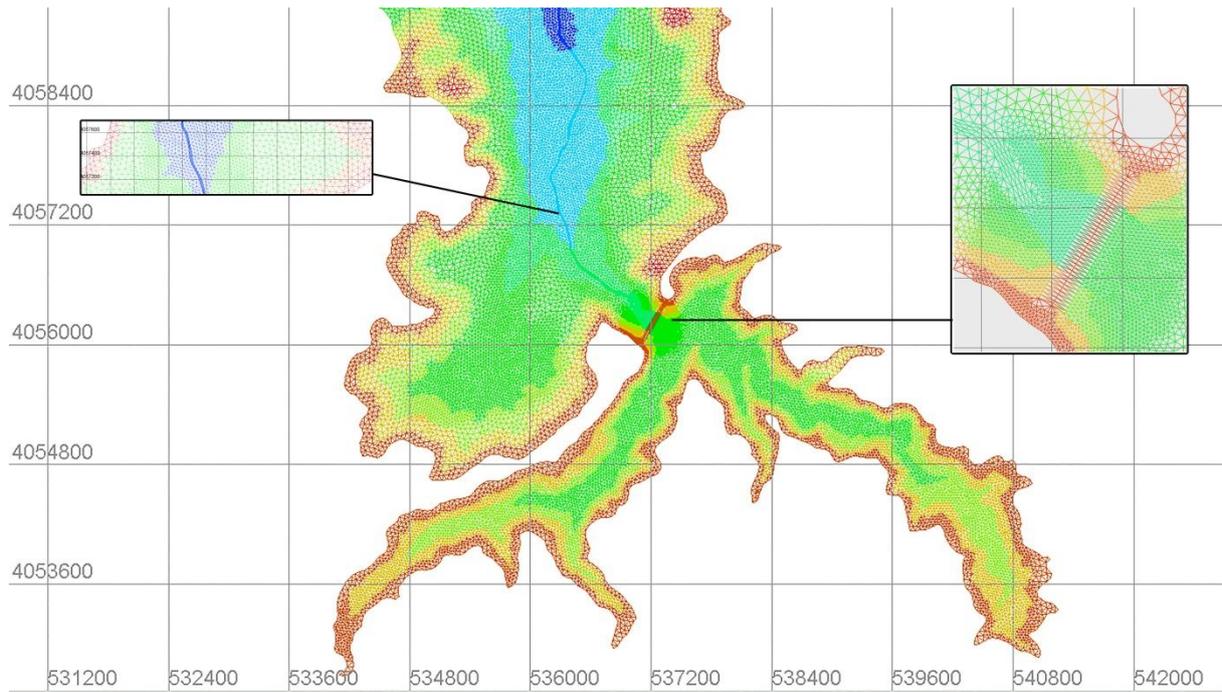


Figure.4.6 : maillage de domaine en bluekenue

4.4. Résultats et discussion

Au vu des résultats obtenus à l'aide le code Telemac2D, le barrage peut constituer, en cas de rupture, un réel danger pour toutes les infrastructures de quelque type que ce soit et potentiellement pour les populations qui se trouvent à l'aval du barrage.

L'approche de la problématique la plus précise, nécessitant le moins de données sur les crues du à la rupture est celle qui repose sur la modélisation numérique des équations de St Venant. Dans ces équations, les inconnues étant la vitesse et la hauteur d'eau, et pour réaliser la modélisation mathématique, nous avons procédé par le découpage du canal étudié en plusieurs sections de calcul, et grâce au schéma numérique utilisé, en l'occurrence la méthode des différences finies, on a remplacé le système aux dérivées partielles par un système algébrique qui nous a permis de calculer des valeurs

approchées des vitesses et des hauteurs d'eau, des débits et des célérité des ondes de rupture.

Les figures (4.7-4.10) présentent les résultats obtenus par **Telemac-2D** à $t=15mn$, $30mn$, $45mn$, $60mn$, $75mn$ et $90mn$ respectivement, dans ces figures les résultats sont donnés en hauteur d'eau, vitesses d'eau et intensité de submersion.

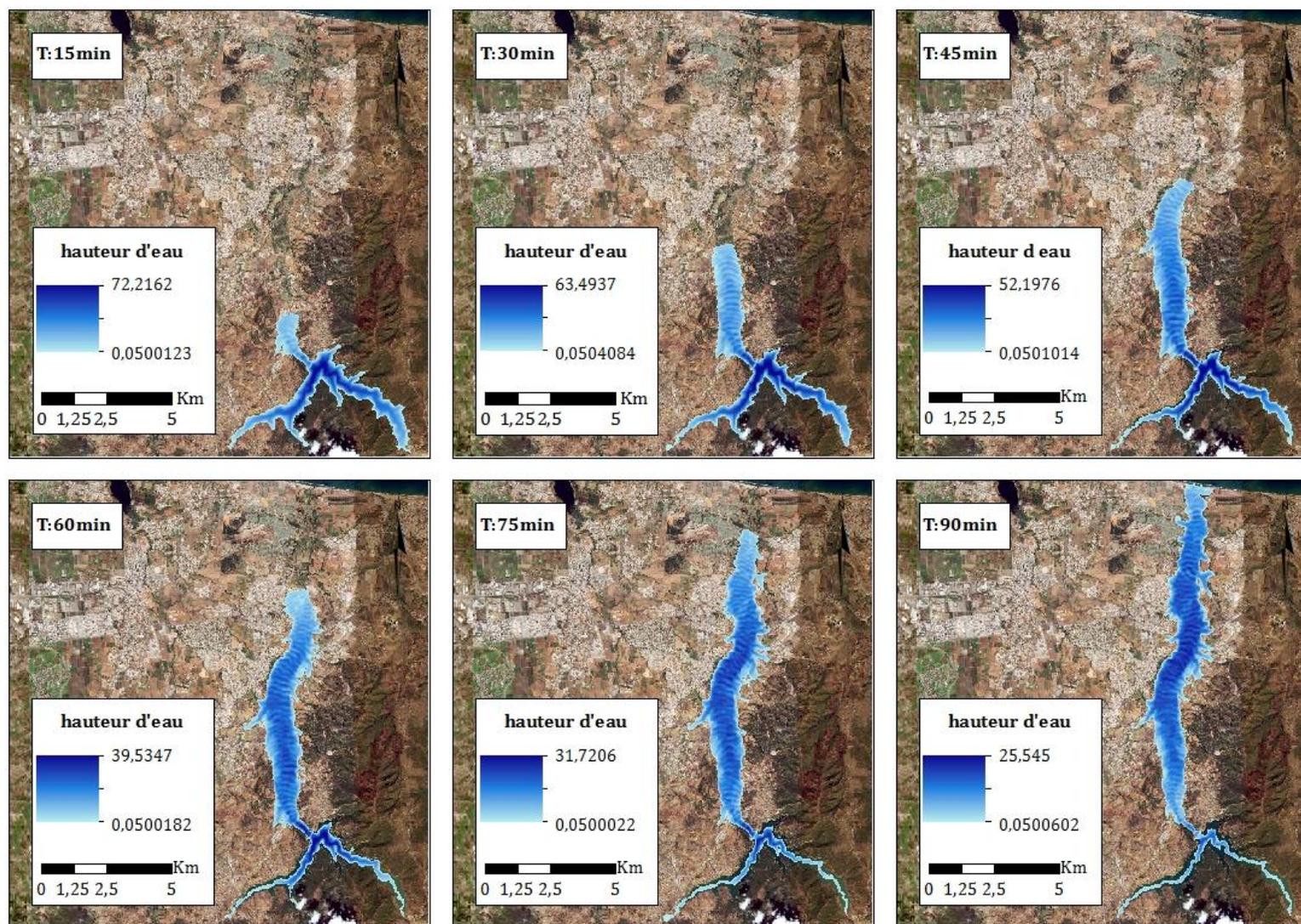


Figure.4.7: carte de la hauteur à 15mn, 30mn, 45mn, 60mn, 75mn et 90 mn après la rupture

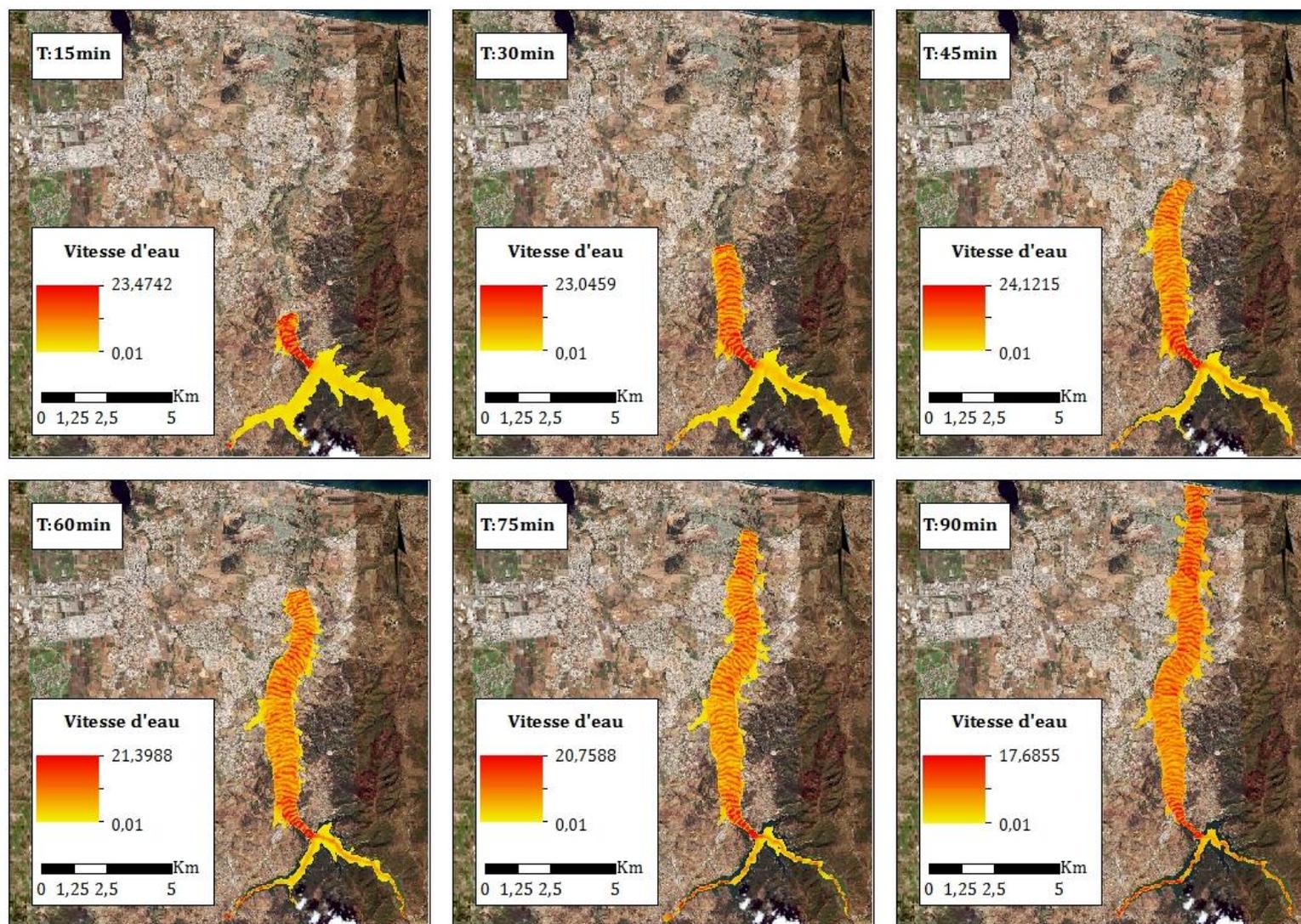


Figure.4.8: carte de la vitesse à 15mn, 30mn, 45mn, 60mn, 75mn et 90 mn après la rupture

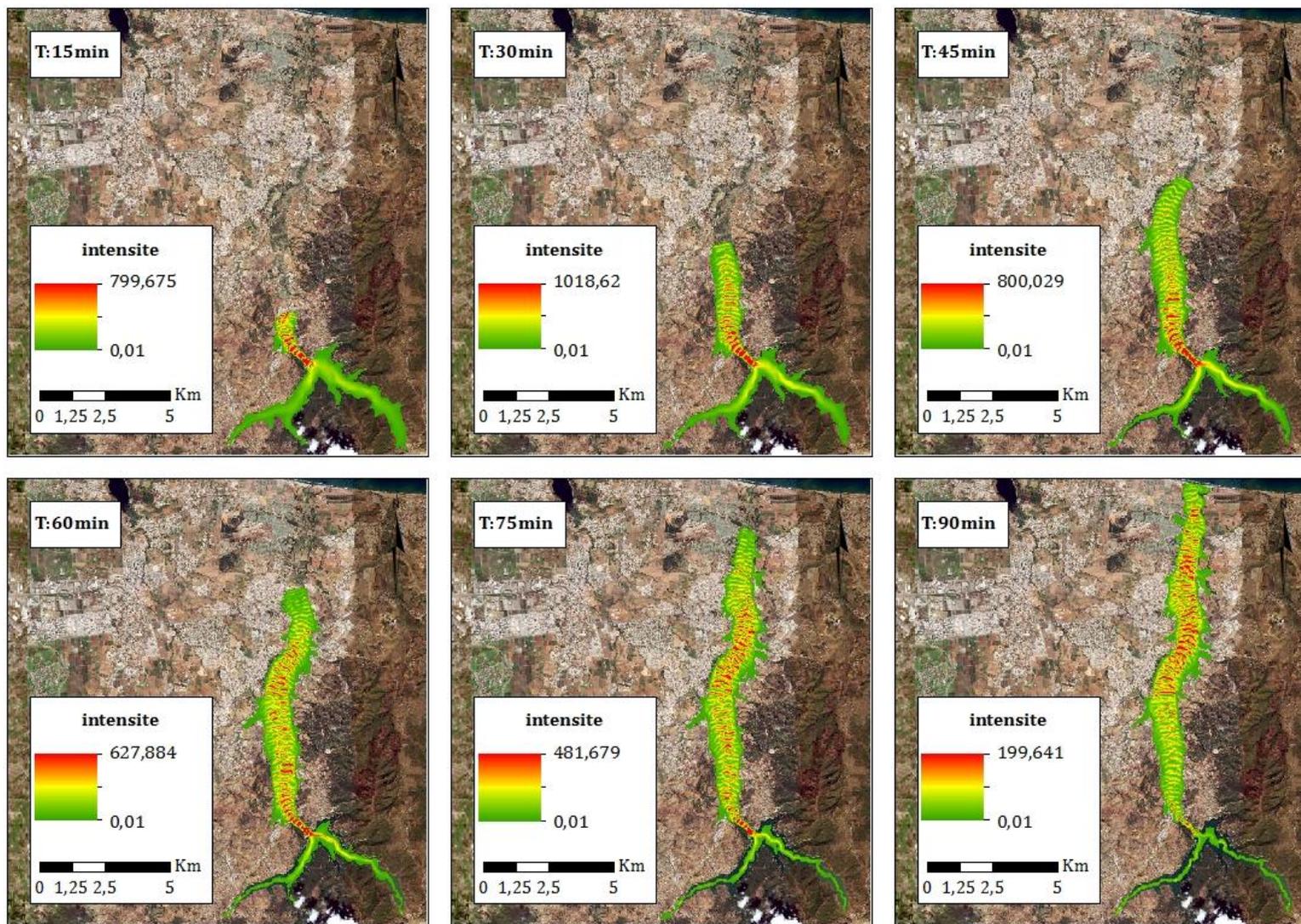


Figure.4.9 : carte de l'intensité de submersion à 15mn, 30mn, 45mn, 60mn, 75mn et 90 mn après la rupture

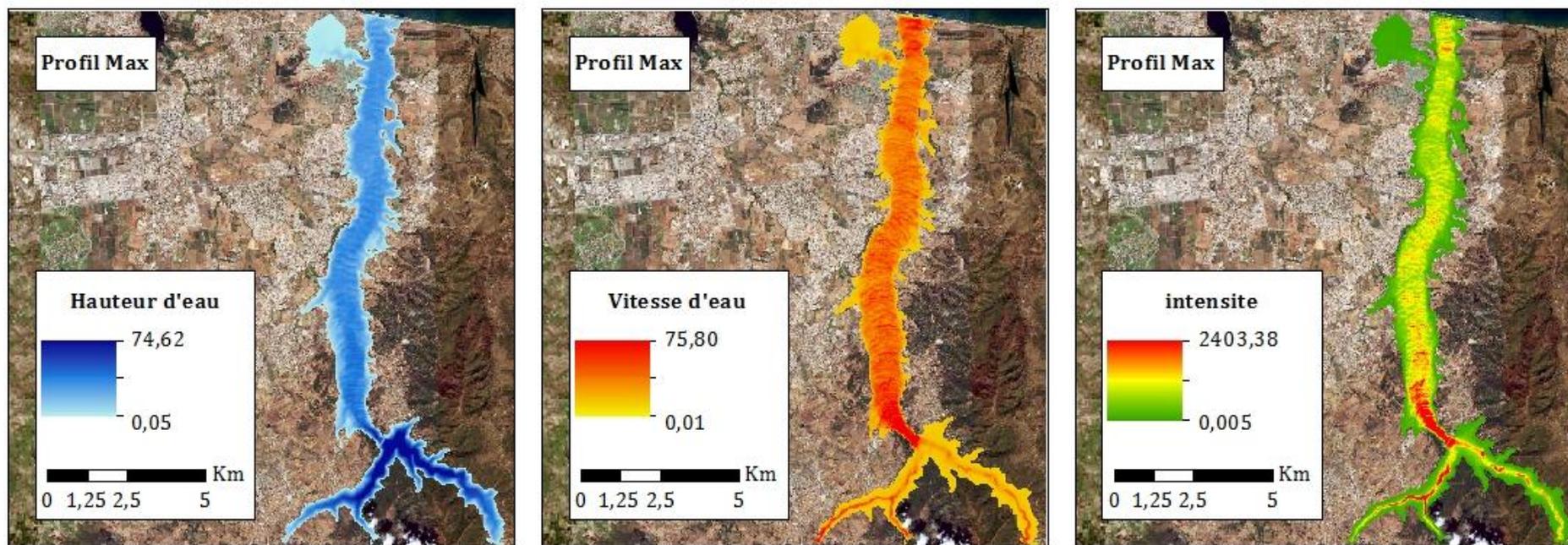


Figure.4.10: les profils max de la hauteur d'eau, la vitesse et l'intensité de submersion

L'onde de submersion atteint le village de **M'henni moussa** en 15 minute avec des hauteurs importants variant entre 12 m et 15 m et des grandes vitesses varient entre 8 m/s et 10 m, l'intensité est supérieur à 2 m²/s le risque est très élevé dans cette zone ce qui indique que ce village va être immergée.

Le village de **S'haroua** est atteint en 30 minute avec des hauteurs importantes varient entre 14 m et 17 m et des grandes vitesses varient entre 7 m/s et 10 m/s, avec une intensité supérieur à 2 m²/s, le risque est très élevé dans cette zone.

Le village de **Ben merzouga** est atteint en 45 minutes avec des hauteurs importantes varient entre 15 m et 18 m et des grandes vitesses varient entre 6 m/s et 9 m/s, l'intensité est supérieur à 2 m²/s, le risque très élevé dans cette zone.

Après 1 heure L'eau atteint la ville de **BOUDOUAOU** avec des grands tirants d'eau varient entre 10 m et 13 m et des grandes vitesses varient entre 5 m et 8 m l'intensité est supérieur à 2m²/s le risque est toujours élevé.

Le village de **Corso** est atteint en 75 minute avec des hauteurs importantes varient entre 12 m et 15 m et des grandes vitesses varient entre 5 m/s et 7 m/s, l'intensité dépasse les 2 m²/s, le risque très élevé dans cette zone.

L'eau atteint **l'embouchure de la mer** après 90 minutes avec des hauteurs importantes variant entre 10 m et 13 m et des grandes vitesses varient entre 4 m/s et 7m.

Les routes départementales sont inondées surtout dans l'exutoire de la vallée où on remarque la submersion totale de la route **RN05** après 45mn de la rupture et la route **RN24** après 75mn de la rupture.

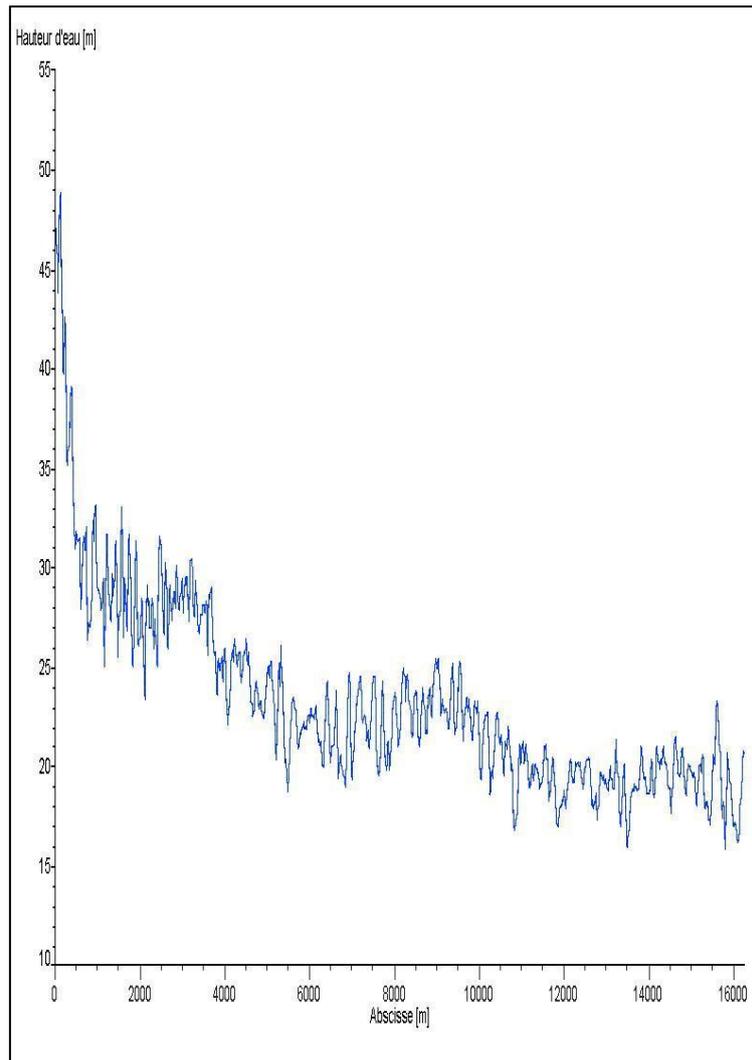


Figure.4.11: la variation de la hauteur maximale au long de cours d'eau

La variation de la hauteur MAX le long du cours d'eau est une variation oscillatoire qui n'est pas uniforme à cause de la morphologie du cours d'eau.

La hauteur d'eau dans le cours d'eau n'est pas toujours décroissante.

La hauteur maximale le long du cours d'eau juste après la rupture atteint les 49 m.

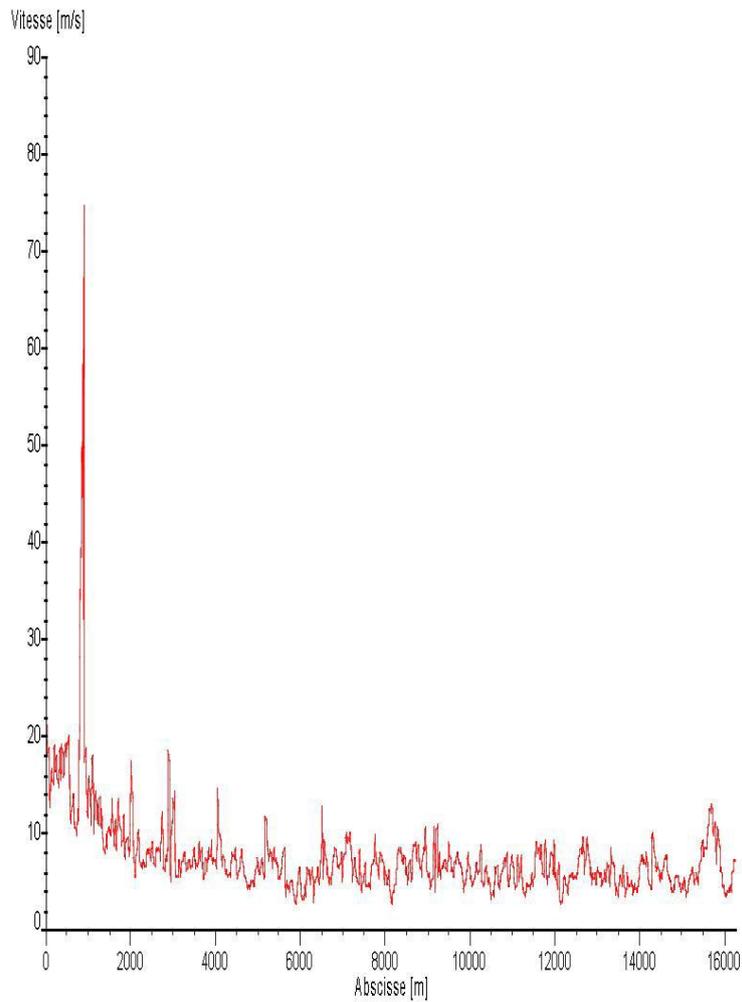


Figure.4.12 : la variation de la vitesse maximale dans toute la longueur de cours d'eau

La variation de la vitesse MAX le long du cours d'eau est une variation oscillatoire qui n'est pas uniforme à cause de la morphologie du cours d'eau.

La vitesse dans le cours d'eau n'est pas toujours décroissante.

La vitesse maximale au long de cours d'eau atteint 75 m/s.

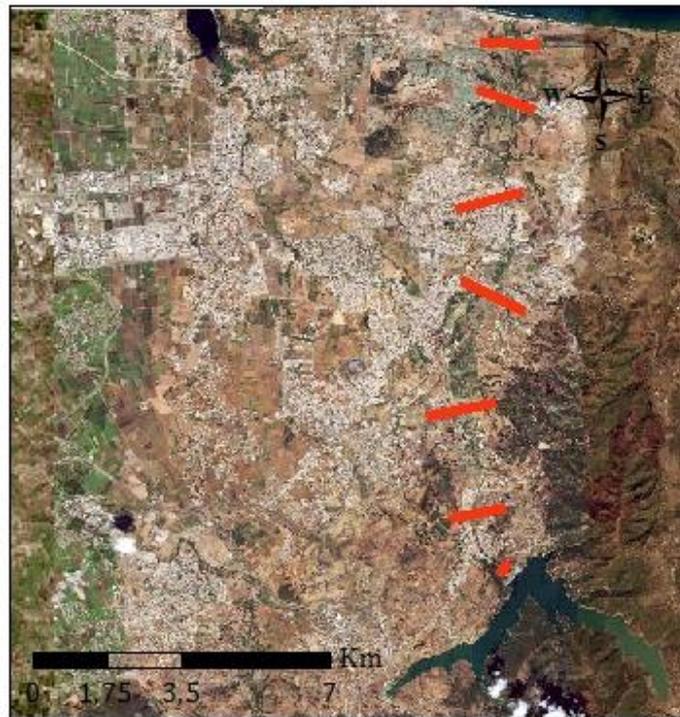


Figure.4.13 : l'emplacement des sections

Première Section : La première section est positionnée au le pied aval du barrage

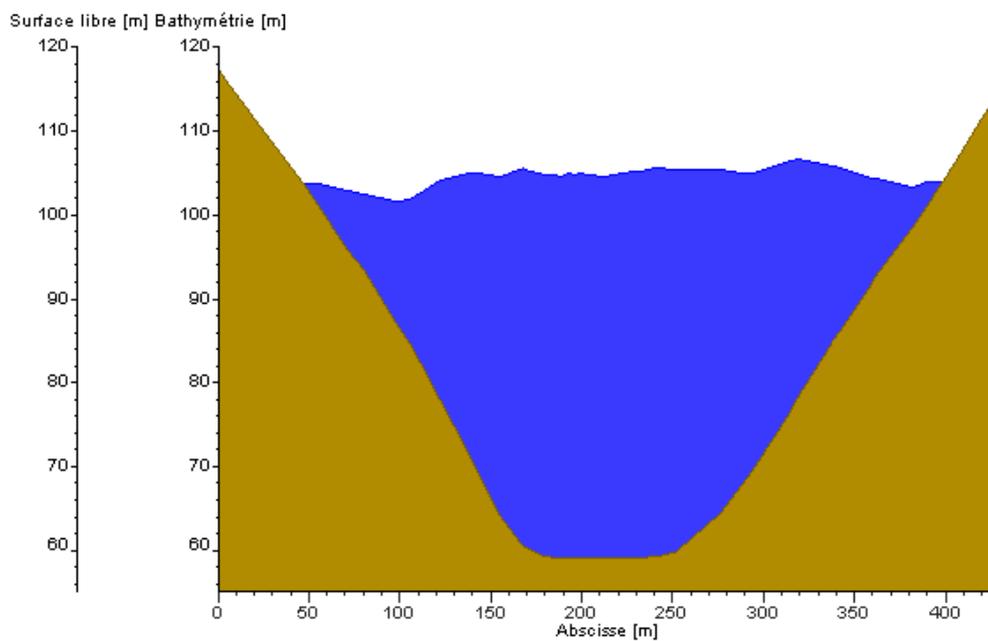


Figure.4.14 : profil transversal de la première section



Figure.4.15: variation de la hauteur dans le temps au centre de la section 1

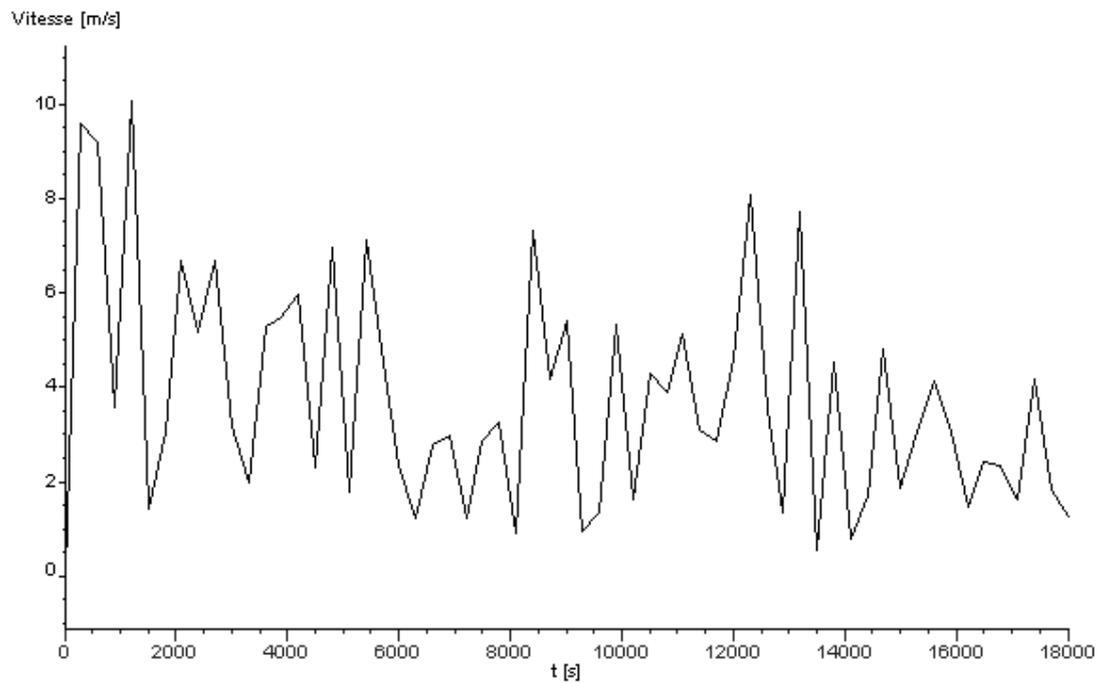


Figure.4.16 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section 1

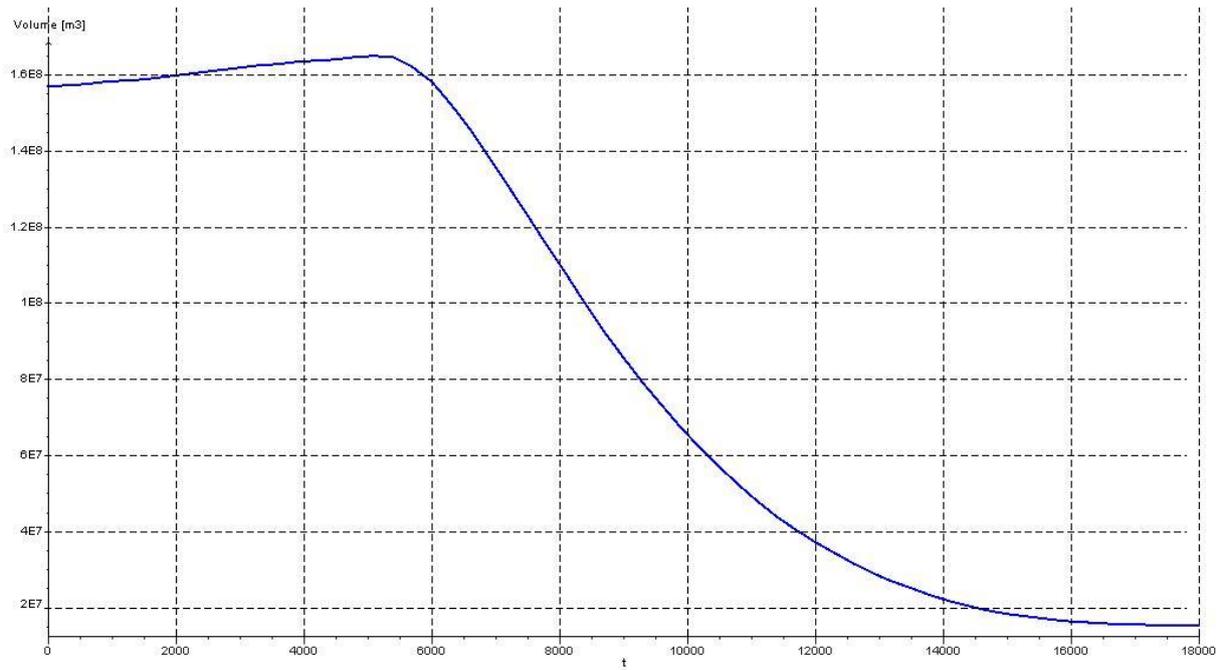


Figure.4.17 : courbe de débit écoulé à travers la section 1

Deuxième Section 2 : La deuxième section positionnée sur le village de M'henni moussa

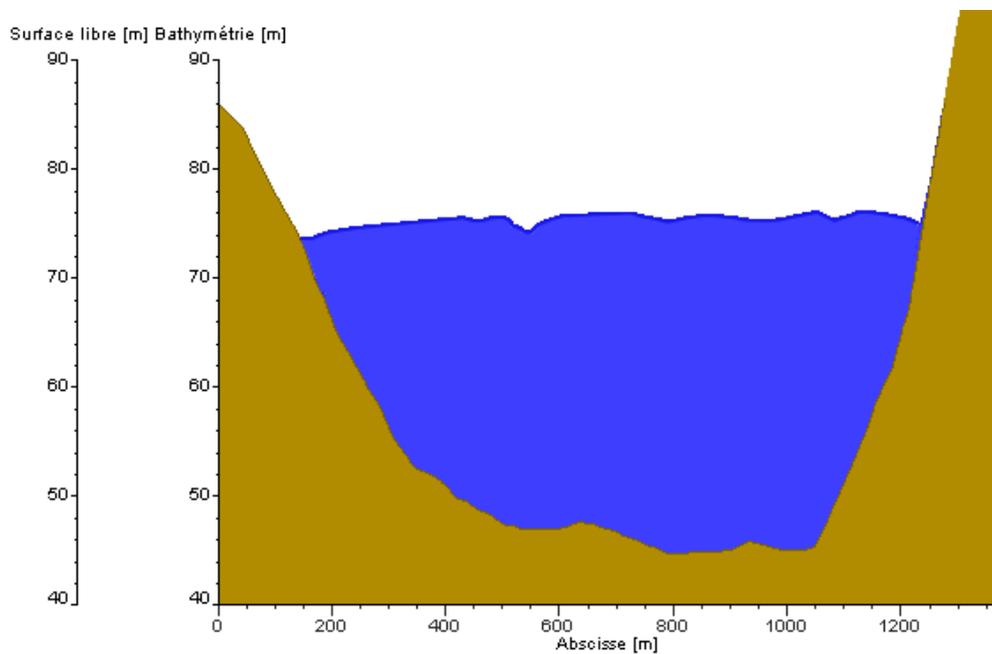


Figure.4.18 : profil transversal de la deuxième section

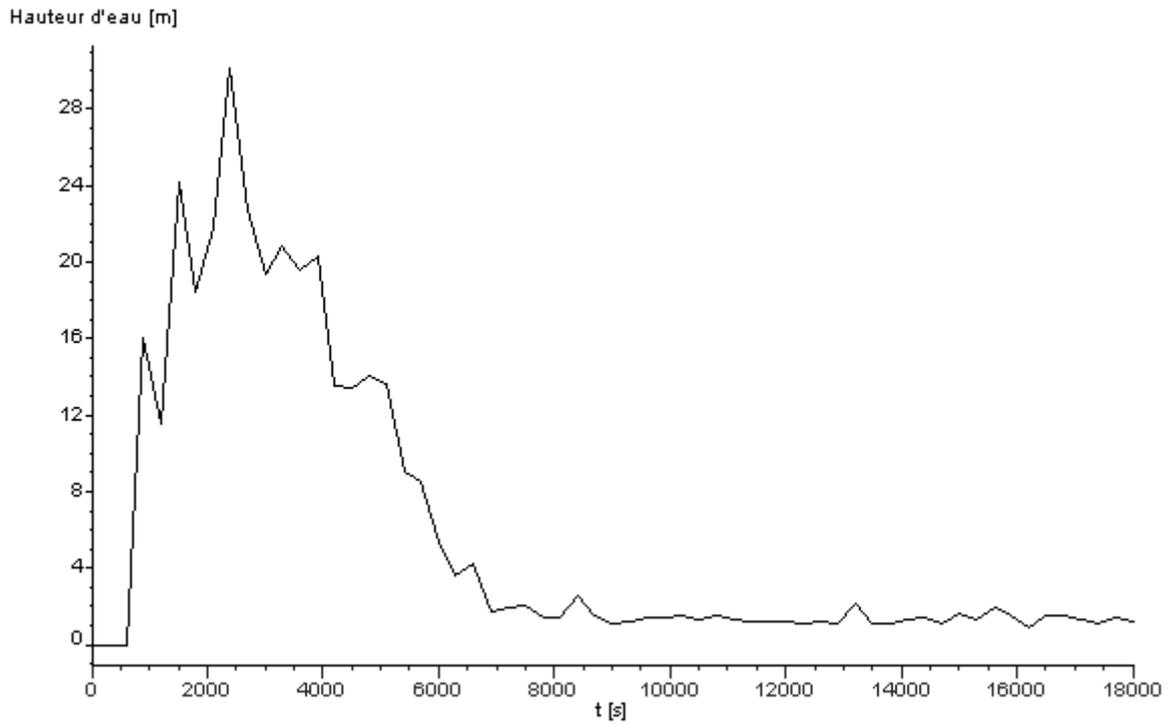


Figure.4.19 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section 2

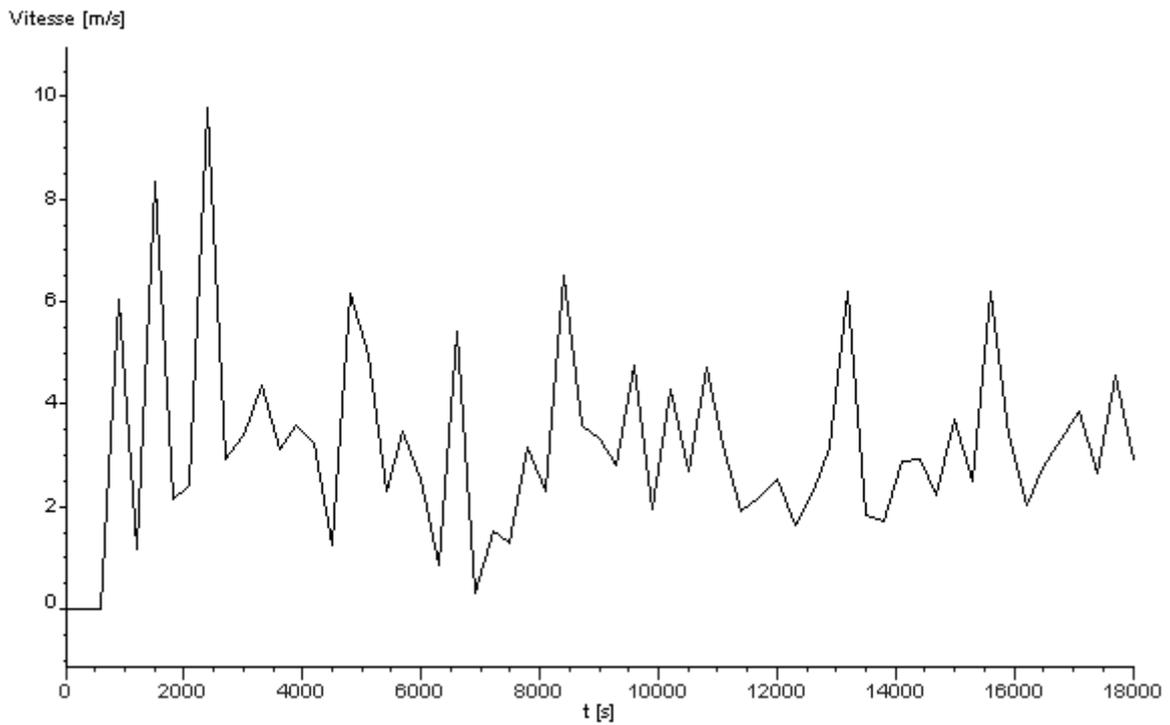


Figure.4.20 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section 2

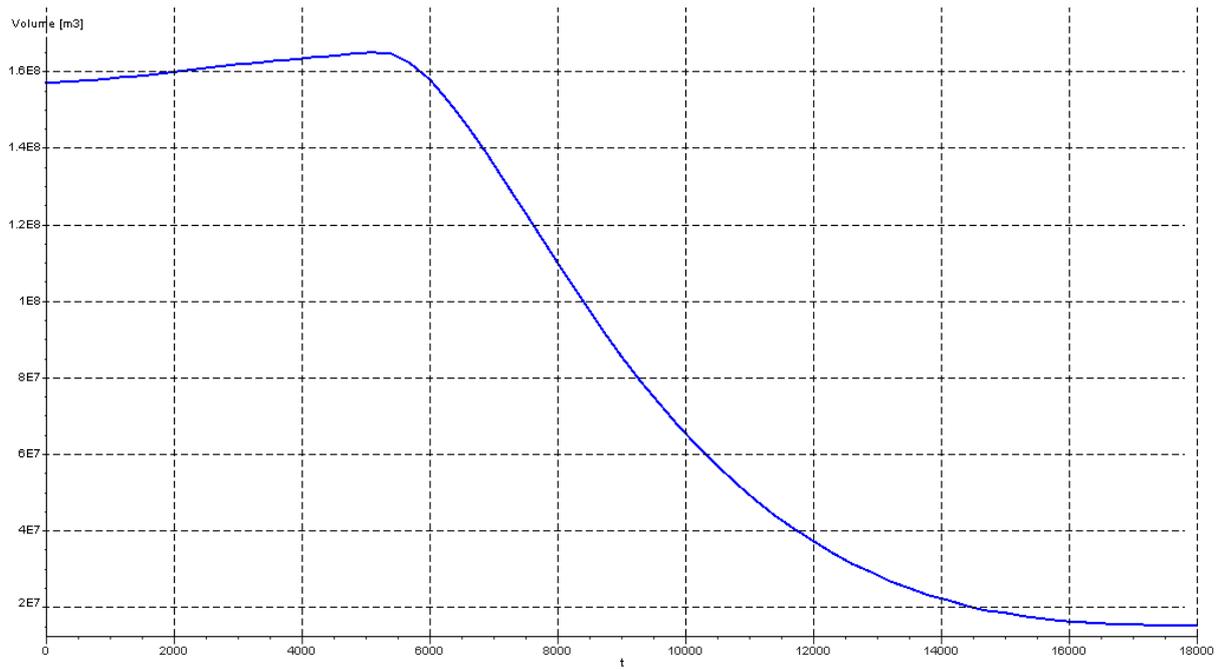


Figure.4.21 : courbe de débit écoulé à travers la section 2

Troisième Section : La troisième section positionné sur le village de **S'haroua**

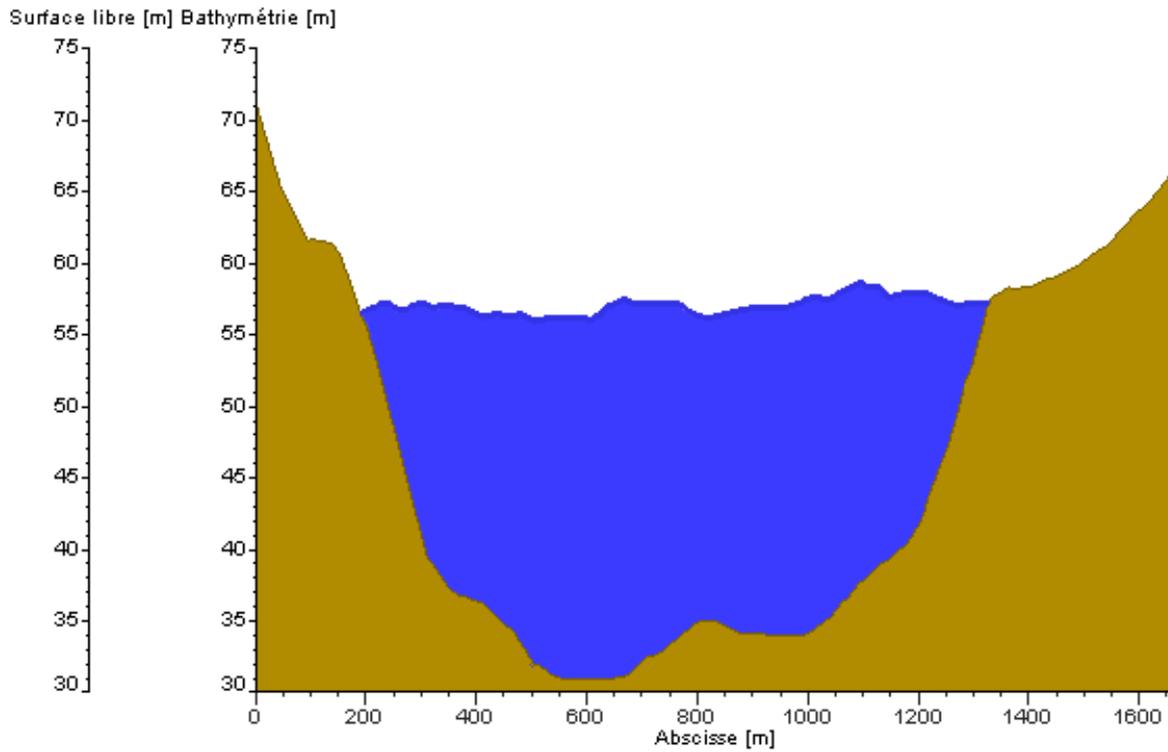


Figure.4.22: profil transversal de la troisième section

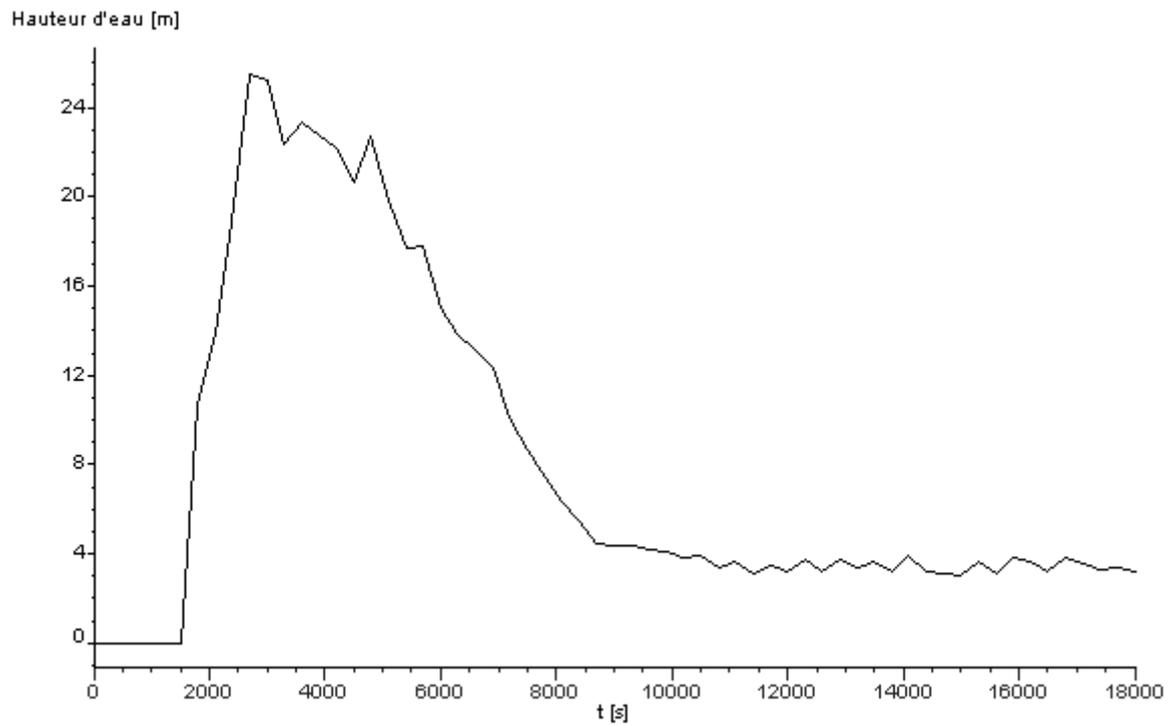


Figure.4.23 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section 3

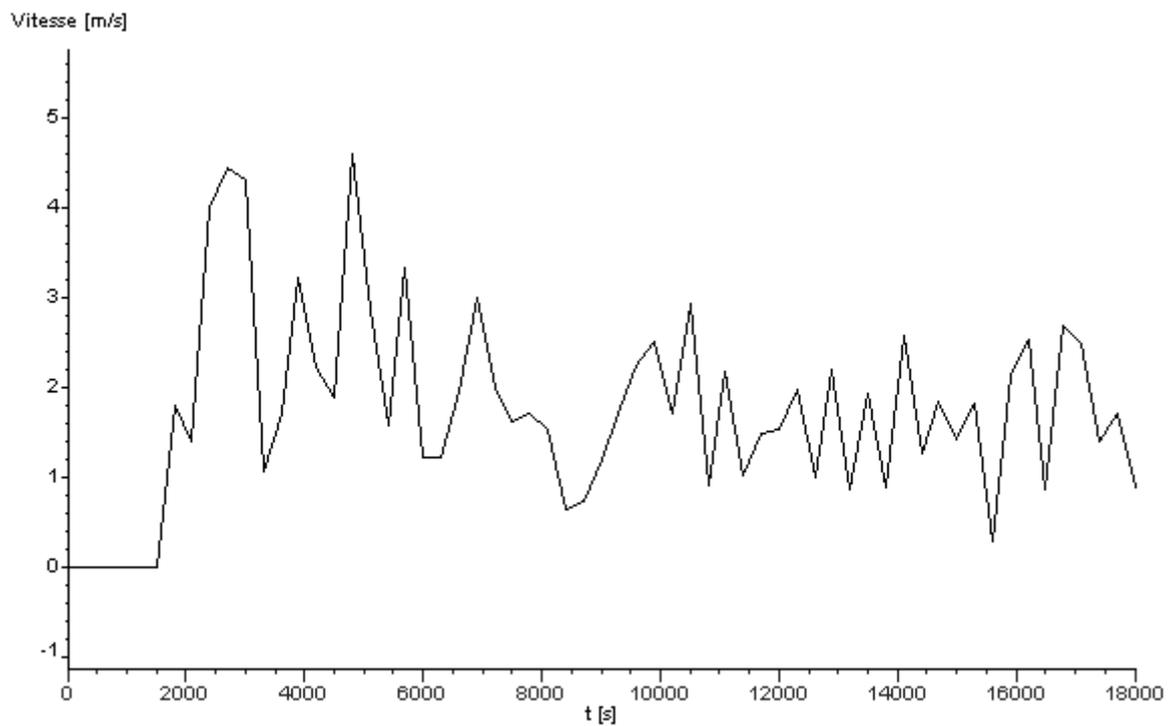


Figure.4.24 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section 3

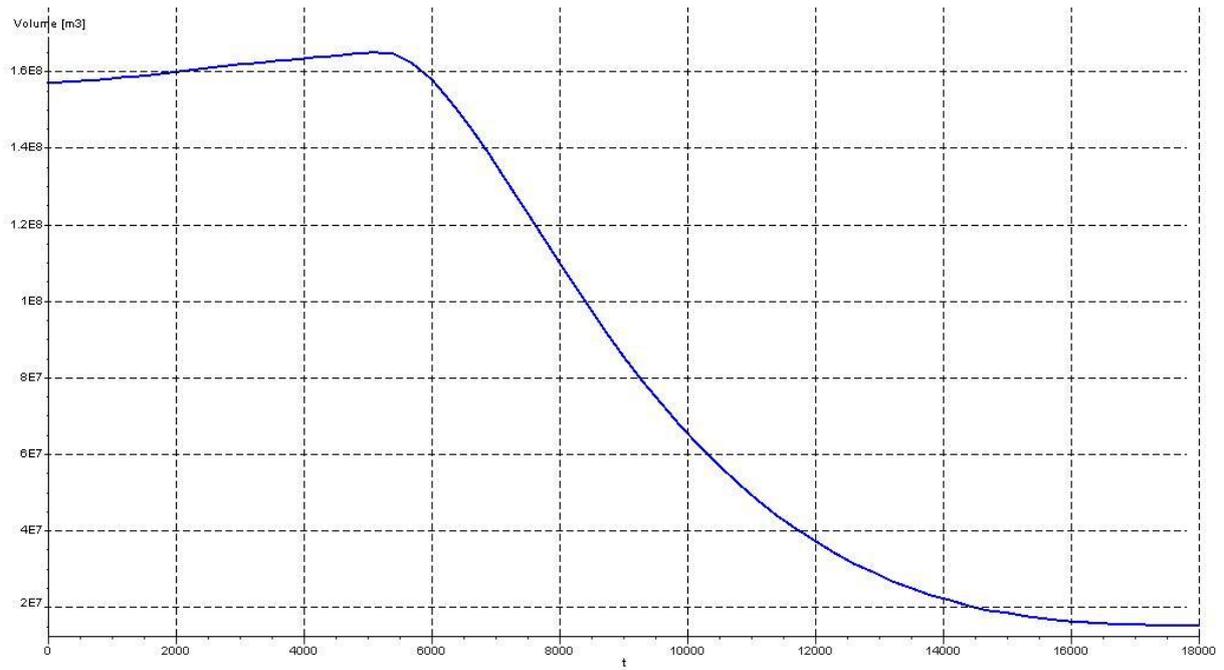


Figure.4.25 : courbe de débit écoule à travers la section 3

Quatrième Section : la quatrième section positionnée sur le village **Ben merzouga**

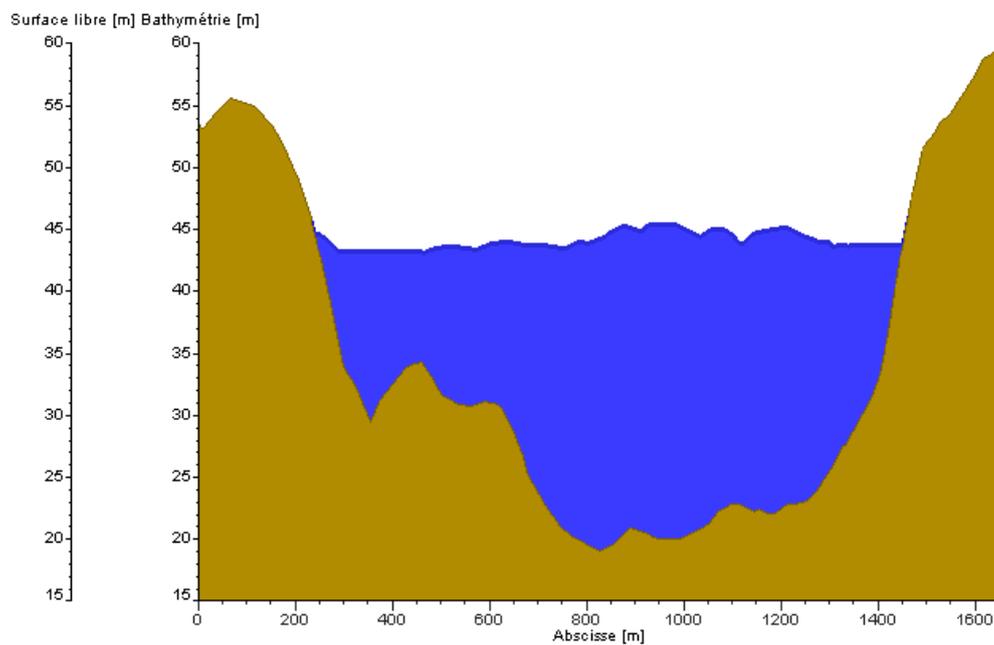


Figure.4.26 : profil transversal de la quatrième section

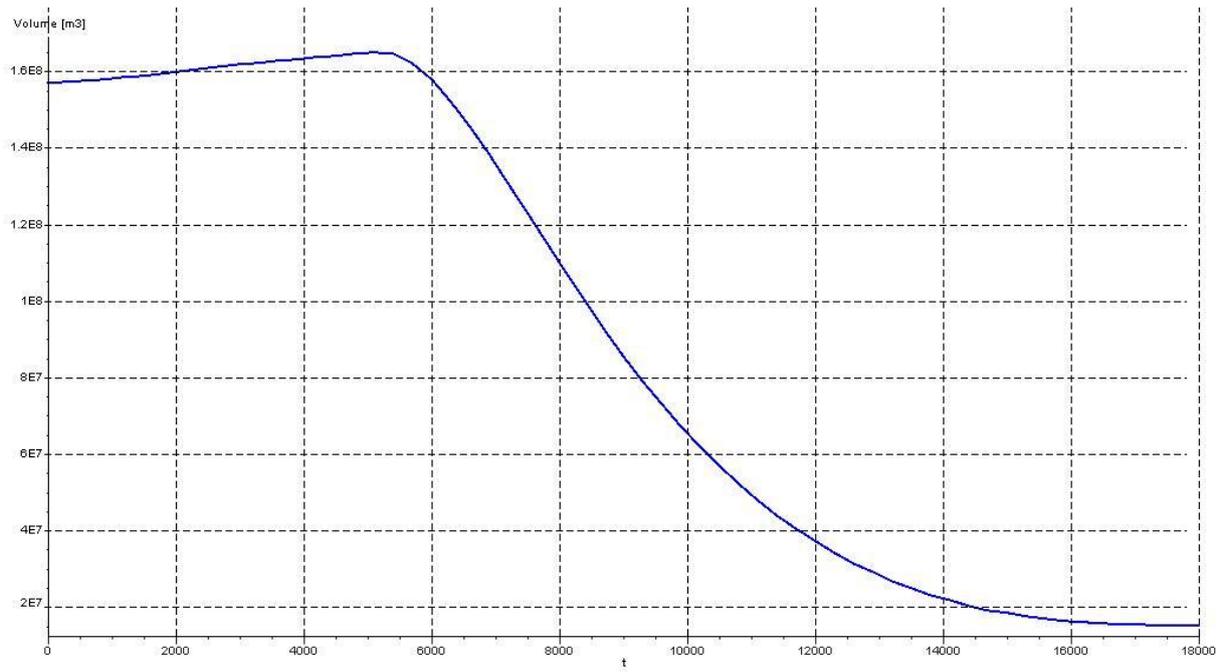


Figure.4.29 : courbe de débit écoule à travers la section 4

Cinquième Section: la cinquième section positionnée sur la vile de **BOUDOUAOU**

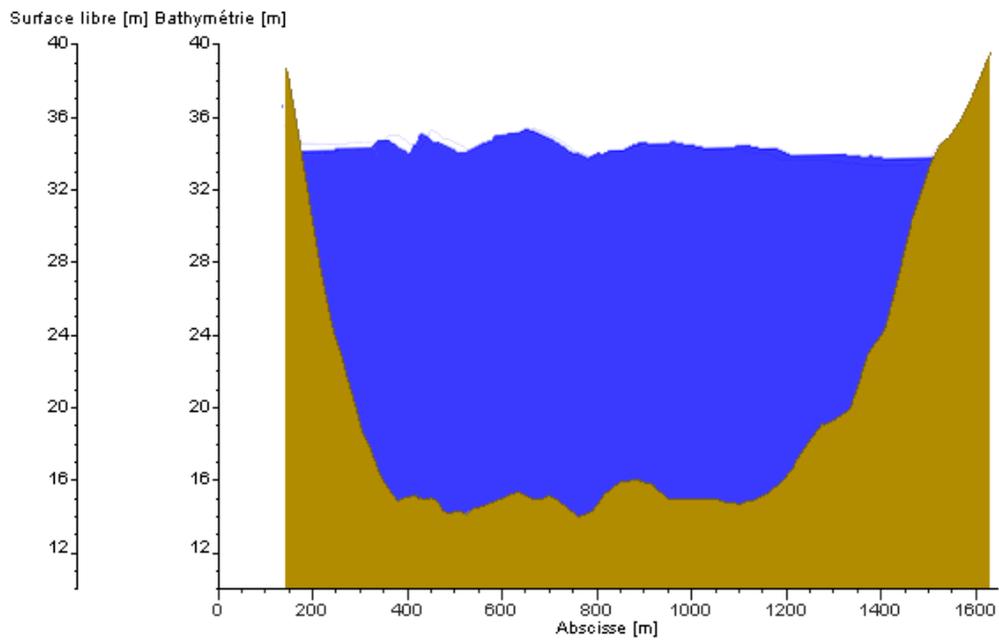


Figure.4.30 : profil transversal de la cinquième section

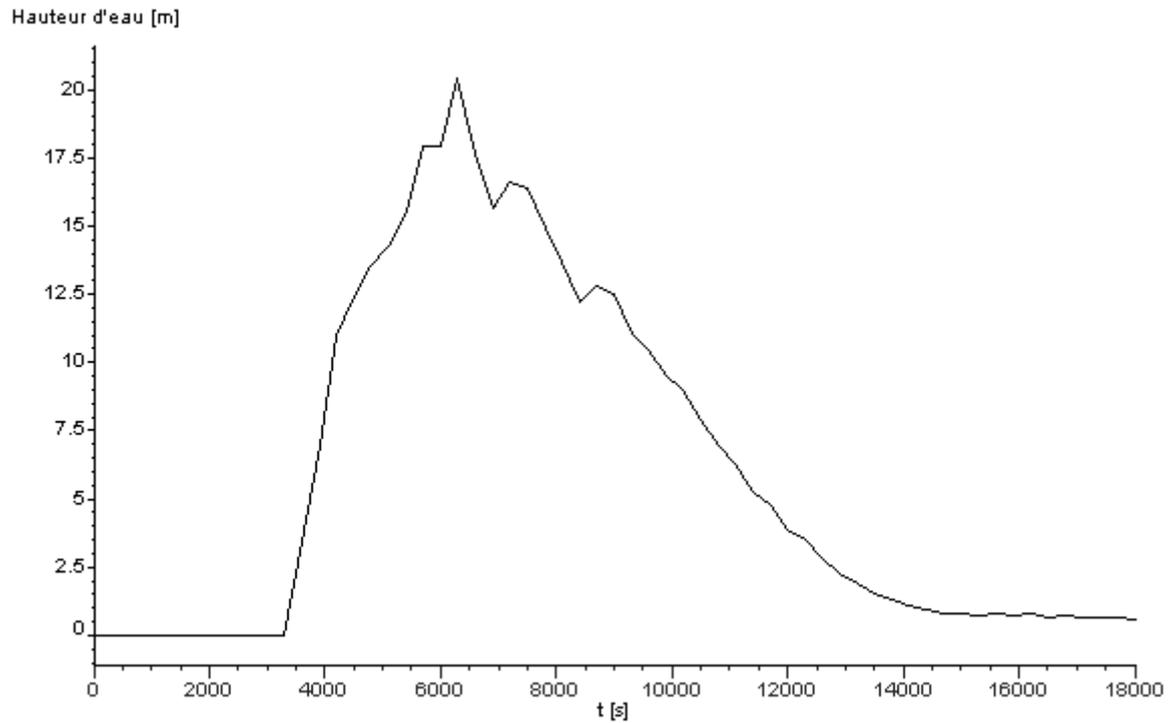


Figure.4.31 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section 5

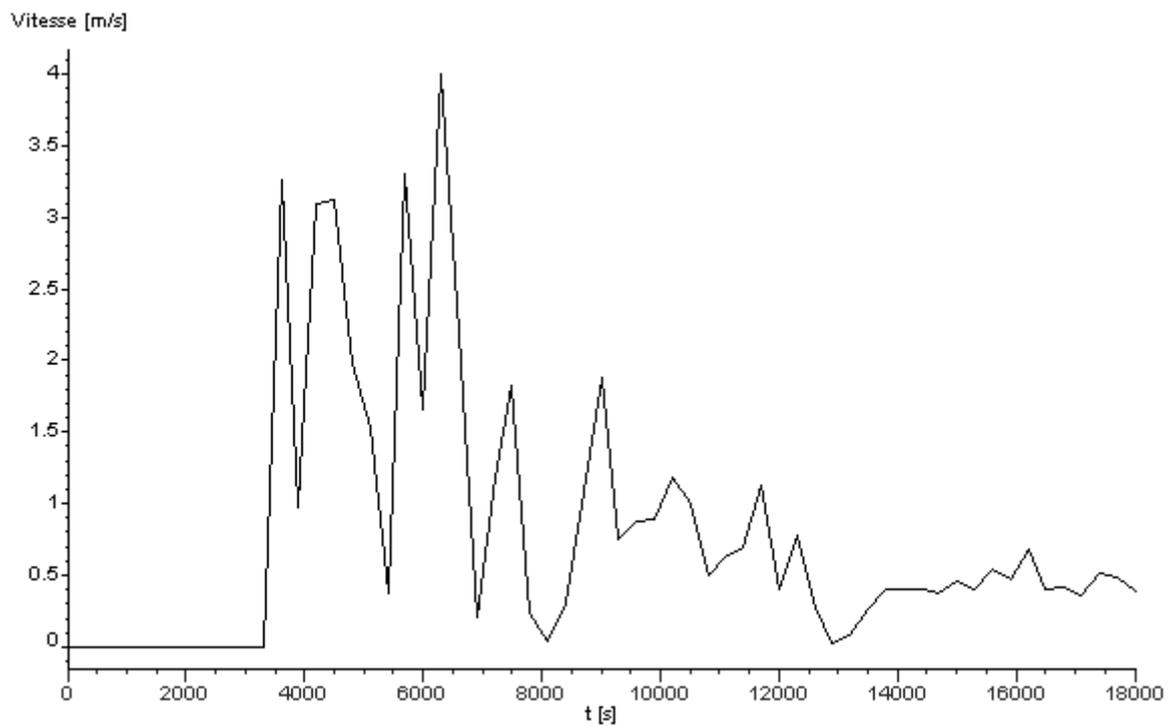


Figure.4.32 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section 5

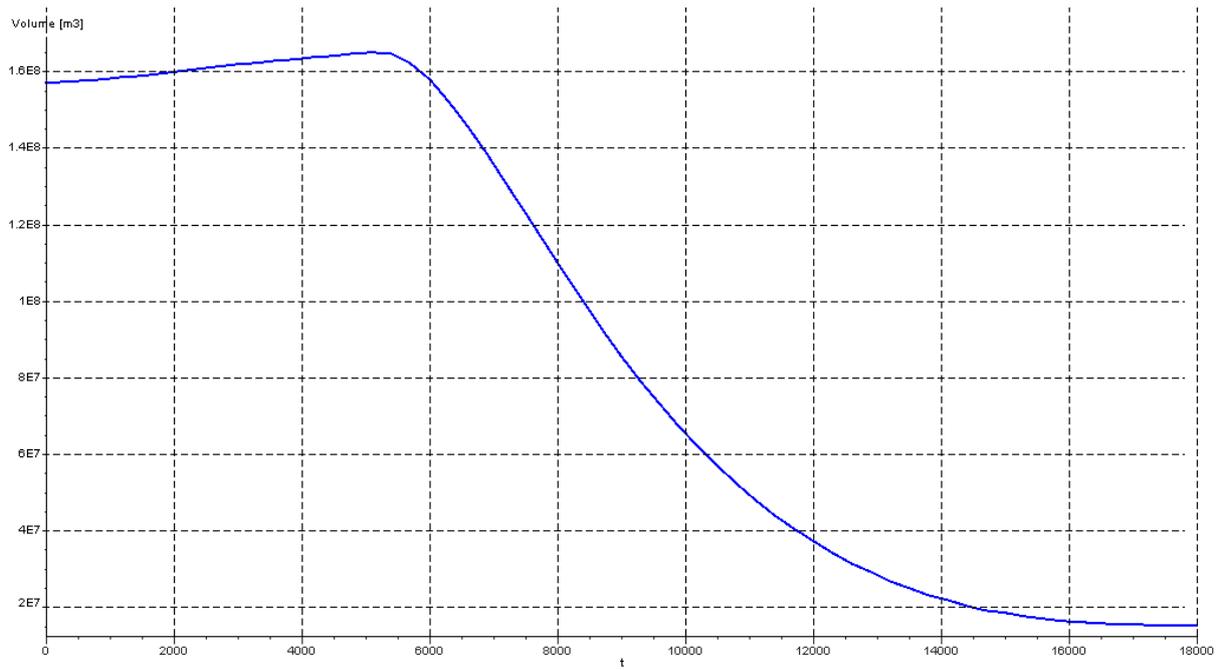


Figure.4.33 : courbe de débit écoule à travers la section 5

Sixième section : la sixième section positionnée sur le village corso

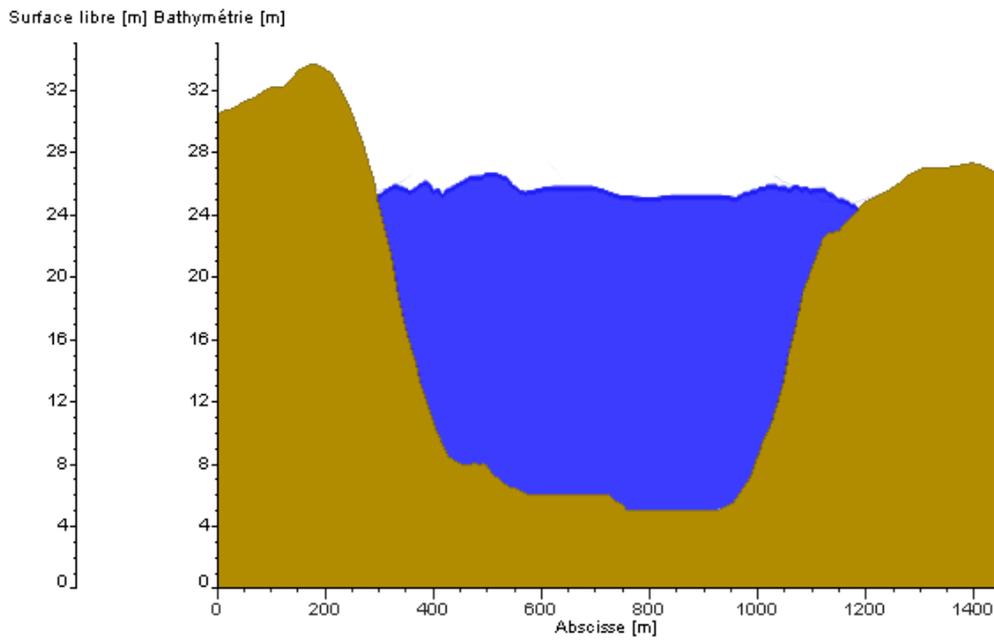


Figure.4.34 : profil transversal de la sixième section

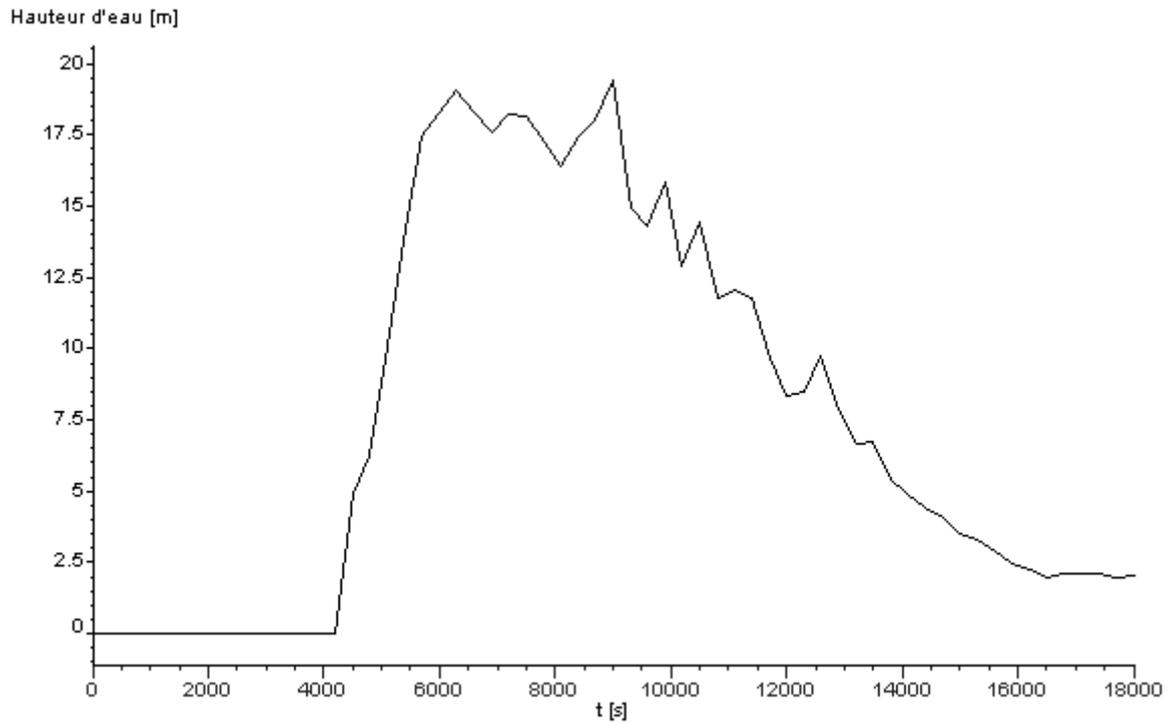


Figure.4.35 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section 6

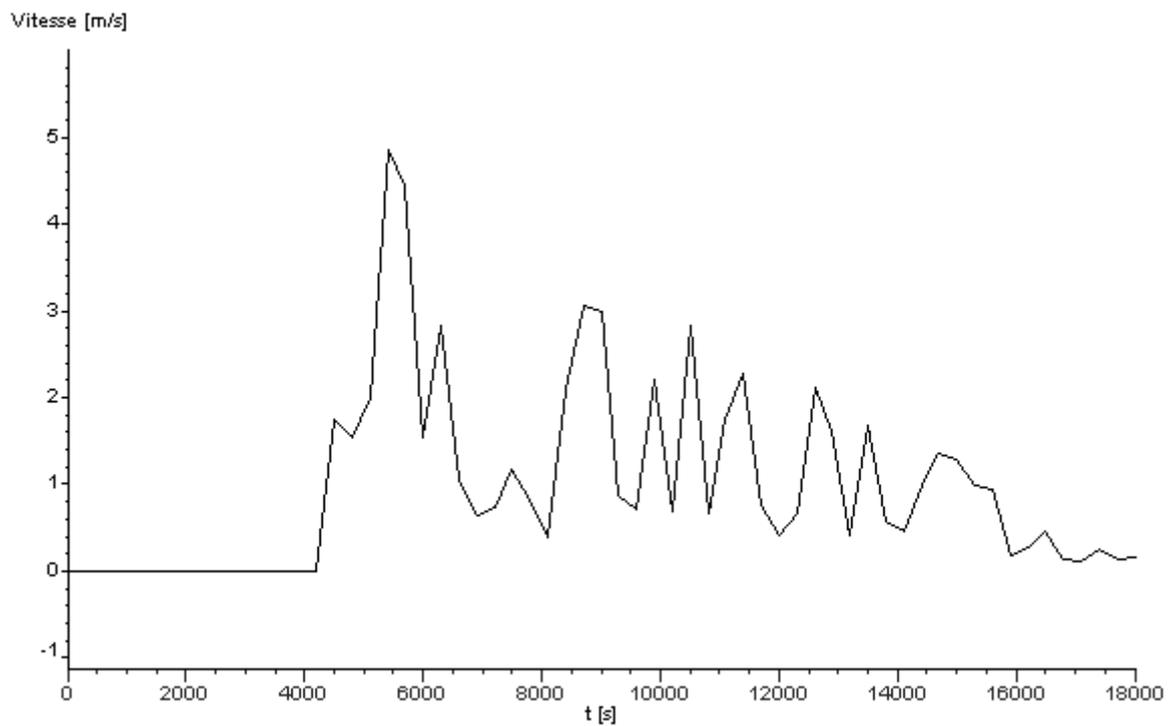


Figure.4.36 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section 6

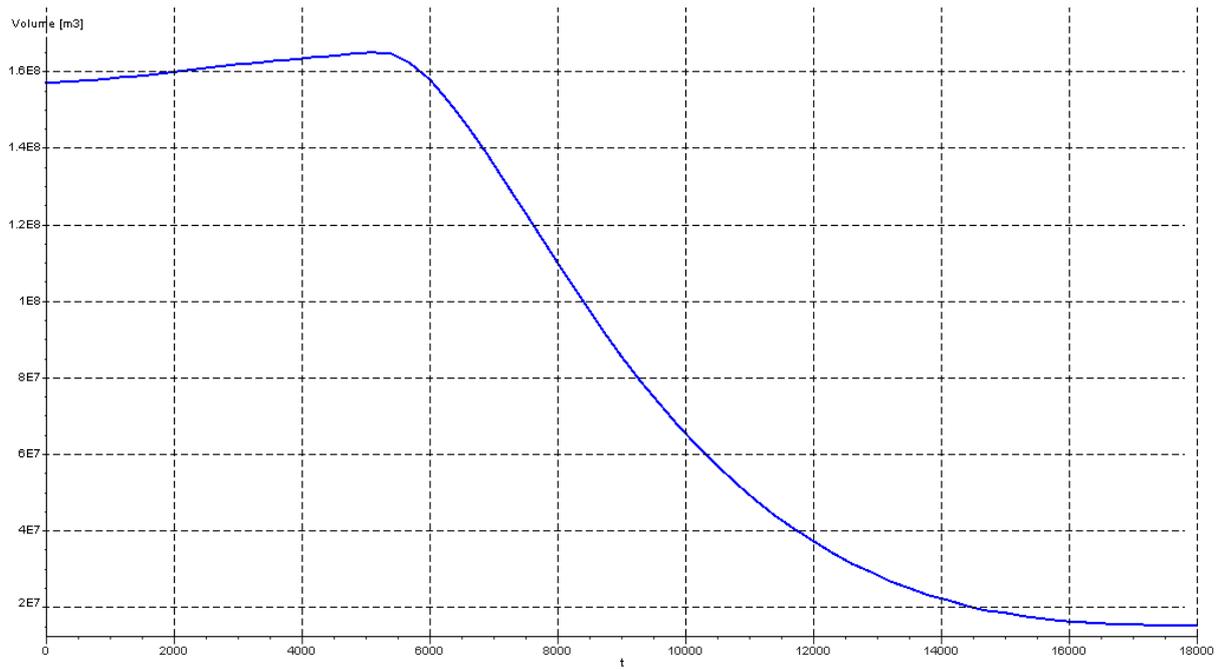


Figure.4.37 : courbe de débit écoulé à travers la section 6

Septième section : la septième section positionnée à l'embouchure de la mer

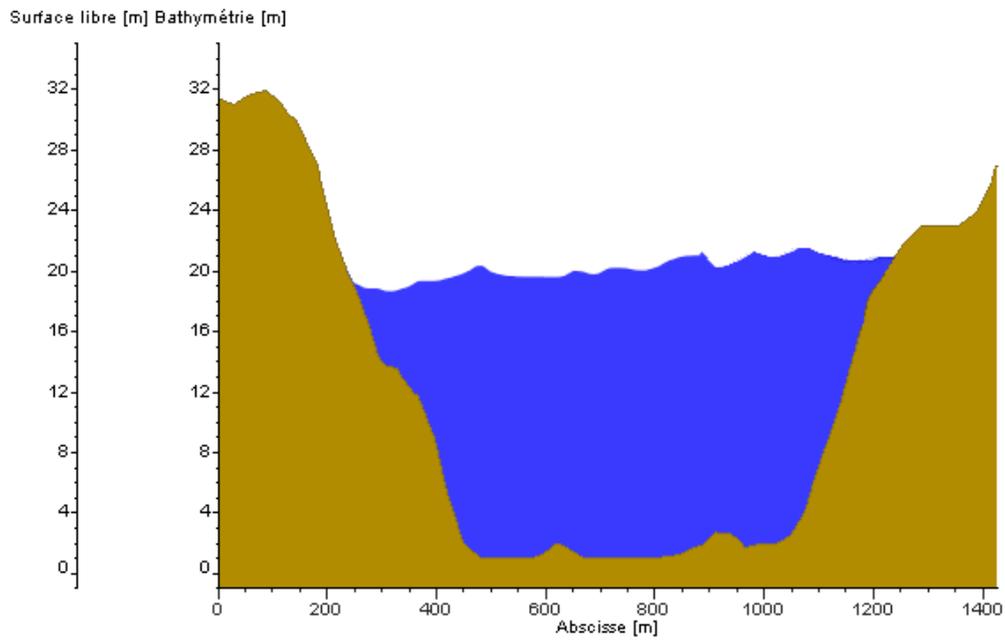


Figure.4.38 : profil transversal de la septième section

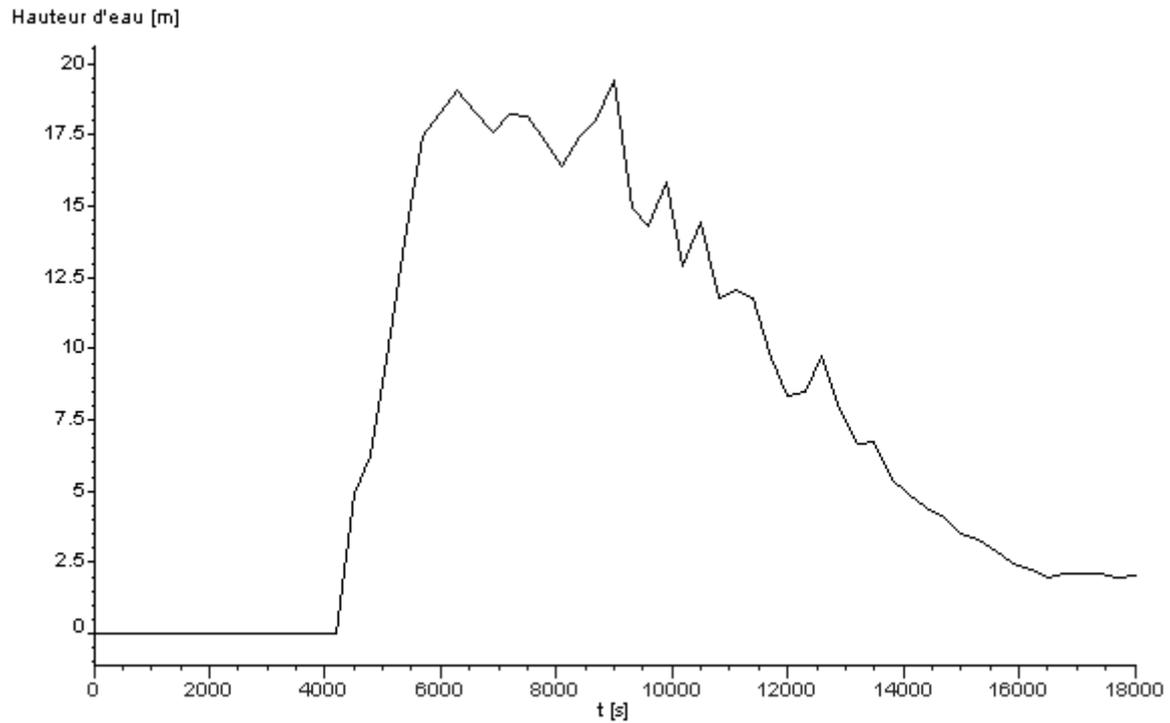


Figure.4.39 : variation de la hauteur dans le temps au centre de la section 7

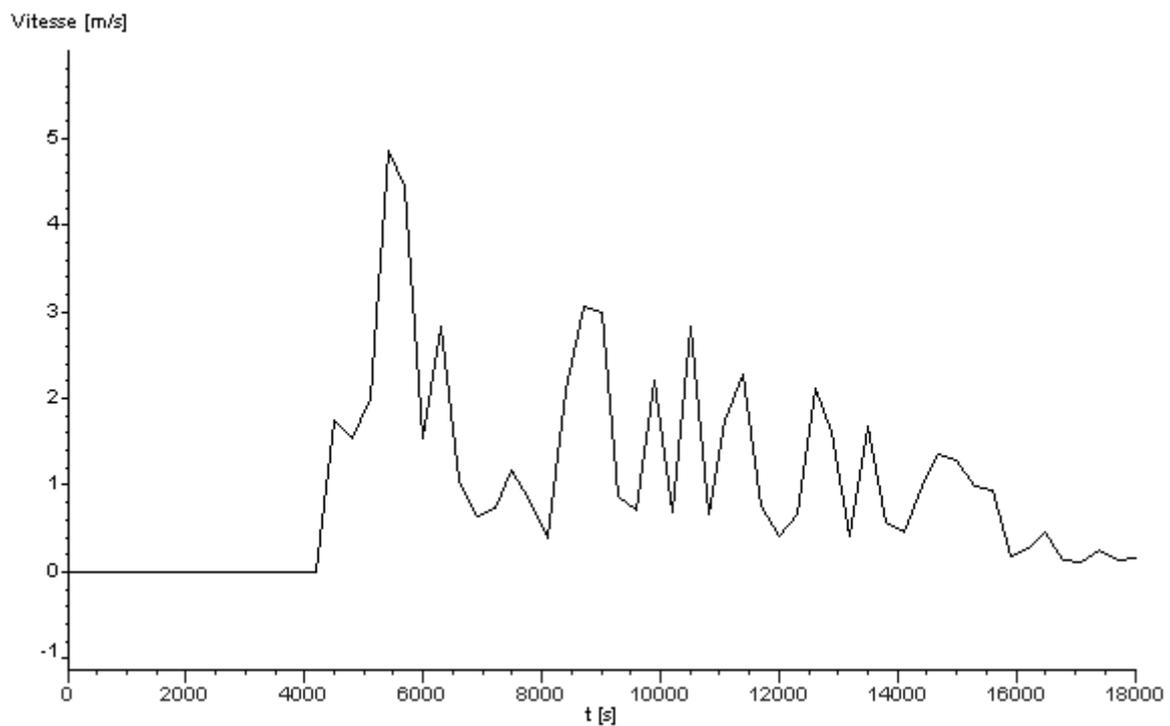


Figure.4.40 : variation de la vitesse dans le temps au centre de la section 7

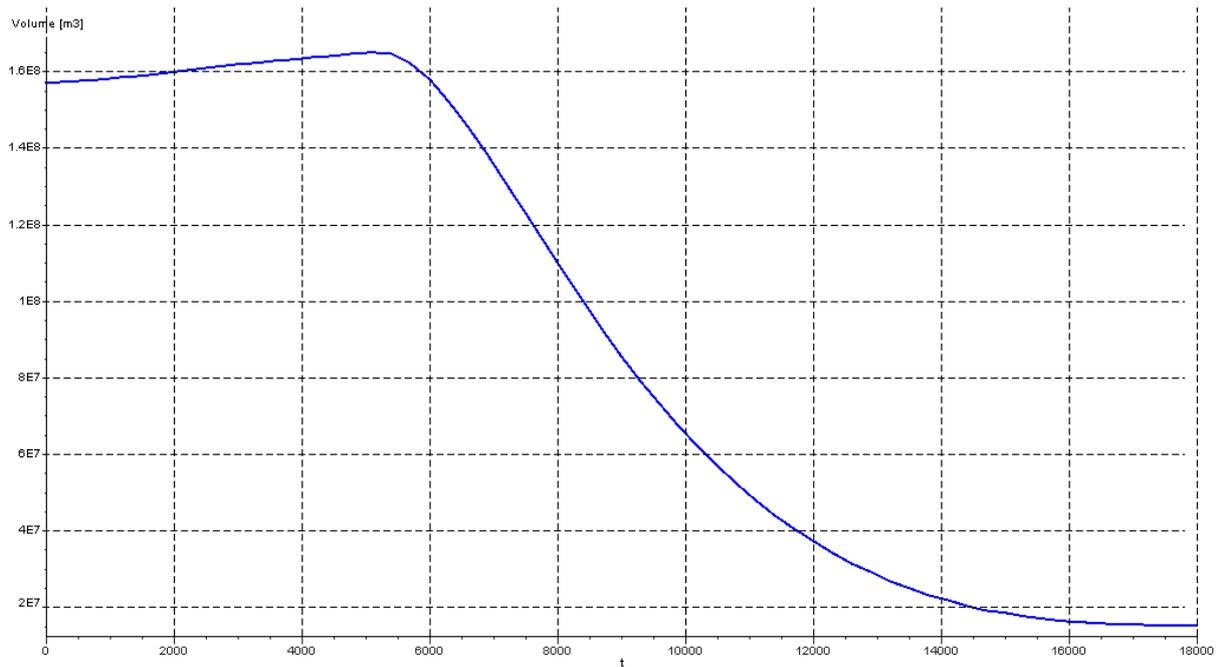


Figure.4.41 : courbe de débit écoule à travers la section 7

La variation de la hauteur au centre des sections dans le temps commencera à partir de la hauteur 0 m jusqu'à l'eau attend la section la hauteur est augmentée rapidement jusqu'à au max, après il est démunie graduellement.

La variation de la vitesse au centre de la section dans le temps est une variation oscillatoire varie rapidement.

Les courbes des débits écoulés à travers les sections sont presque les mêmes, puisque le débit sortant de la section précédente c'est le débit entrant à section suivante.

4.1. Conclusion

Dans ce travail la modélisation numérique bidimensionnelle de la rupture progressive du barrage KEDDARA 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 le risque est très élevée a les agglomérations en aval du barrage jusqu'à l'embouchure de la mer, L'onde de rupture générée par la rupture au pied de la digue à $t=0s$ atteint presque 49m, Les vitesses de l'écoulement après rupture sont très élevées atteignent parfois des valeurs de 75 m/s, l'onde de submersion atteint l'embouchure de la mer en 90 minute.

Conclusion générale

Les études de rupture visent à permettre la planification de mesures d'urgence efficaces en vue de protéger les personnes et les biens ainsi que la reprise des activités normales le plus rapidement possible après l'accident. Les thématiques abordées dans la thèse sont vastes, car nous avons fait le choix d'une méthodologie complète, allant à l'analyse du risque de rupture, nous avons attaché beaucoup d'importance au caractère opérationnel du travail

L'objectif de ce mémoire était 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. La connaissance de propagation de l'onde de submersion en régime transitoire non permanent est nécessaire pour expliquer la cartographie de l'inondation.

Le travail réalisé dans cette mémoire a comme objectif, d'appliquer, pour le cas du barrage KEDDARA, la modélisation numérique de la rupture progressive, Les résultats obtenus indique qu'il y a une présence de risque très élevée à l'agglomération à proximité de la rivière aval de barrage jusqu'à l'embouchure de la mer.

L'exploitation de ces résultats a permis l'élaboration d'un plan particulier d'intervention, ce plan comporte un ensemble de mesures d'alerte et d'intervention visant à réduire les risques associés à la rupture du barrage des KEDDARA.

Des recommandations ont été données pour alerter la population utilisant ces infrastructures pendant une éventuelle catastrophe. Les calculs montrent que les autorités auront un temps respectable pour minimiser les dégâts.

Bibliographies

- [1] **Abdul A. K., 2000.** Modeling flow over an initially dry bed. *Journal of hydraulic research*, vol. 38, NO. 5.
- [2] **Agence nationale des barrages, 1987.** Monographie barrage KEDDARA.
- [3] **Association Canadienne de l'électricité (CEA). 2000.** A guide to dam risk management. Association canadienne de l'électricité, Dam safety interest group, révision 8, Montréal, Qué.
- [4] **Bailly A. (dir.). (2004).** *Les concepts de la géographie humaine*. Collection U, Armand Colin, Paris.
- [5] **Blaikie P., Cannon T., Davis I. & Wisner B. (1994).** At risk: natural hazards, people's vulnerability and disasters. Routledge: London.
- [6] **Burton I. (1983).** The vulnerability of cities. *Approaches to the study of the environmental implications of contemporary urbanization*. UNESCO.
- [7] **CADIER E., ZEVALLOS O., BASABE P.** Le glissement de terrain et les inondations catastrophiques de la Josefina en Equateur. *Bulletin de l'Institut Français des Etudes Andines*. 1996, no 25 (3).
- [8] **Carrère, A. (2000)** Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER, Techniques de l'Ingénieur.
- [9] **CETE. CENTRE D'ETUDES TECHNIQUES DE L'EQUIPEMENT DE LYON.** Les barrages naturels consécutifs à des éboulements en grande masse. Risques de rupture brutale. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées. Rhône-Alpes. 1996.
- [10] **Chanson H., 2006.** Solutions Analytiques de l'Onde de Rupture de Barrage sur Plan Horizontal et Incliné. (Analytical Solutions of the Dam Break Wave Problem on Horizontal and Inclined Inverts). *Journal de la Houille Blanche*, No. 3.
- [11] **Chiganne F. (2010)** Prévion de l'hydrogramme de rupture par submersion d'un barrage en enrochement avec masque amont de béton. Mémoire de maîtrise école polytechnique de Montréal.

Bibliographies

[12] **Christophe Ancey, Phénomènes de propagation** : ondes et ruptures de barrage, Presses polytechniques (2010).

[13] **Comité français des grands barrages (CFGB). 1998.** Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue. Bulletin du Comité français des grands barrages, barrages et réservoirs, Le Bourget du lac, France. Rapport no 8.

[14] **CTPB., 1998.** Le barrage de Perrégaux l'illustration N° 4423 de 10.12.1927 les eaux déchainées en oranie. Comité technique permanent des barrages.

[15] **Dauphiné A. (2003).**Risques et catastrophes. Observer, spatialiser, comprendre, gérer. Collection U, Armand Colin, Paris.

[16] **Degoutte, G. (1993).** Guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens (Vol. 13). Editions Quae.

[17] **Demangeot J. (1996).**Géographie zonale et milieux naturels. inDerruau M.Composantes et concepts de la géographie physique. Collection U, ArmandColin/Masson, Paris.

[18] **Djemili, L. (2006)** Critères de choix de projet des barrages en terre: étanchéité par le masque en béton bitumineux. Thèse de doctorat. Université El Hadj Lakhdar de Batna.

[19] **DUGOT P., 2002.** L'eau autour de la Méditerranée, l'Harmattan, Paris, 192 p.

[20] **Fiche DRM** « le risque rupture de barrage » - DIMENC - 2014

[21] **Fread, D.L. 1998.** Dam-break modeling and flood routing: A perspective on present capability and future directions. International Workshop on Dam Break Processes, Stillwater, Okla., 10–11 mars 1998.

[22] **GARCON R.:** Prévention des risques de dysfonctionnement des barrages hydro-électriques des Alpes. Stratégie EDF et applications. Modélisation mathématique pour l'évaluation et la gestion des risques-cours de 1ère année de l'ENGREF, dirigé par Eric PARENT. 1er décembre 1999.

[23] **Goubet, A. 1993.** Analyse des ruptures de barrages, causes et conséquences. *Dans* Sécurité des barrages en service. Éditions de l'École National du Génie Rural et des Eaux et Forêts (ENGREF), Aix en Provence, France.

Bibliographies

- [24] **Haider S., 2001.** Contribution à la modélisation d'une inondation en zone urbanisée. Approche bidimensionnelle par les équations de Saint Venant. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- [25] **Henderson F.M., 1996.** Open Channel Flow. Macmillan, New York.
- [26] **Hervouet J-M., 2003.** Hydrodynamique des écoulements à surface libre. Modélisation numérique avec la méthode des éléments finis. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [27] **ISL BUREAU D'INGENIEUR CONSEIL, RTM SAVOIE.** Eboulement de Combelouvière, appréciation des risques de rupture. Mai 1998.
- [28] **Johnson, F. A. and Illes, P. (1976):** 'A Classification of Dam Failures', Water Power and Dam Construction, 28(12).
- [29] **Julien M., 1997.** Modélisation numérique des ondes secondaires de favre. Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées.
- [30] **KREUZER, H., 2000,** L'utilisation de l'analyse des risques dans le processus de décisions relatif à la sûreté des barrages et à leur gestion, The use of risk analysis to support dam safety decisions and management, *Rapport général de la Question 76*, 20e Congrès des grands barrages, Beijing, vol. 1.
- [31] **Lahlou M., 1994.** modélisation des canaux hydrauliques et application au réglage de niveau. Thèse Présentée pour l'obtention du grade de docteur ès sciences techniques Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [32] **Ledoux B.(2006).** *La gestion du risque inondation.* Lavoisier, Paris.
- [33] **Legiard B. (2000).** Prévention des inondations torrentielles méditerranéennes, approche multi-agents pour l'aide à la gestion spatiale de crise. Thèse de doctorat, université de Grenoble I.
- [34] **Lutoff C. (2000).** Le système urbain niçois face à un séisme. Méthode d'analyse des enjeux et des dysfonctionnements potentiels. Thèse de Doctorat, université de Savoie.
- [35] **Marche C., 2003,** Barrages crues de rupture et protection civile ; Presses internationales Polytechnique.

Bibliographies

[36] **Marche, C., (2004).** Barrages, crues de rupture et protection civile. Montréal: Presses international polytechniques.

[37] **Marche, C. (2008).** Barrages: crues de rupture et protection civile. Presses inter Polytechnique.

[38] **Mériaux P., Royet P., Folton C., 2001.** Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations. Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires. Cemagref.

[40] **Panizzo, A., De Girolamo, P., Di Risio, M., Maistri, A. & Petaccia, A. 2005a.** Great landslide events in Italian reservoirs. *Nat. Hazard Earth.Sys. Sci.* 5.

[41] **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 1.

[42] **Paquier A. 1995.** Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage. Thèse de doctorat, Université Jean Monnet de Saint-Etienne.

[43] **Paquier A., 1993.** Présentation des méthodes de calcul de l'onde de rupture ; Sécurité des barrages en service. Session de formation continue Montpellier.

[44] **Patrick D., 2003.** Les barrages conception et maintenance ; Presse Anniversaires de Lyon.

[45] **Peltier A. (2005).** La gestion des risques naturels dans les montagnes d'Europe occidentale. Thèse de doctorat, spécialité géographie, université de Toulouse II.

[46] **PEYRAS, L., 2003,** *Diagnostic et analyse de risques des barrages – Développement de méthodes d'aide à l'expertise*, thèse de doctorat spécialité génie civil, université Blaise Pascal – ClermontII, janvier 2003.

[47] **Pougatsch H., 2003.** Sécurité structurale ; Introduction des directives pour la sécurité des ouvrages d'accumulation.

[48] **Poupart M., Royet P., 2001.** La surveillance des barrages. Colloque Technique CFGB, Aix-en-Provence.

Bibliographies

- [49] **RAPPORT D'ÉTUDE, N° DRA-14-141515-03596A, (2004).**Référentiel méthodologique concernant la maîtrise du risque inondation dans les installations classées, institut national de l'environnement industriel et des risques.
- [50] **Reghezza M. (2006).** *Réflexions autour de la vulnérabilité métropolitaine : la métropole parisienne face au risque de crue centennale.* Thèse de doctorat en géographie, Université Paris X-Nanterre.
- [51] **Robin des Bois ., 2007.**Déchets post-catastrophe : Risques sanitaires et environnementaux. Groupe d'Expertise et d'Intervention Déchets - GEIDE post-catastrophe.
- [52] **Roux H., 2004.** Estimation de paramètres en hydraulique fluviale, à partir de données caractéristiques de l'imagerie aérienne .Thèse Présentée pour obtenir le titre de Docteur de l'Institut National Polytechnique de Toulouse.
- [53]**Schleiss, A. J., &Pougatsch, H. (2011).** Les barrages: du projet à la mise en service (Vol.17). PPUR Presses polytechniques.
- [54] **SCHUSTER ROBERT L. Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation.** American Society of Civil Engineers.
- [55] **Simmler, H. and Samet, L. (1982):** 'Dam Failure From Overtopping Studied On a Hydraulic Model'; in: Trans. 14th Int. Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 1, Question No. 52.
- [56] **SITE INTERNET DE LA PRÉFECTURE DE L'AUDE :** Prévention des risques majeurs dans le département de l'Aude.
<http://www.aude.pref.gouv.fr/ddrm/@@Aude00.htm>
- [57] **SITE INTERNET DE LA PRÉFECTURE DE MAIE-ET-LOIRE :** Les risques majeurs dans le département de Maine-et-Loire.
<http://www.maine-et-loire.pref.gouv.fr/risques /index.htm>
- [58] **Taleb N. N. (2008).***Le cygne noir. La puissance de l'imprévisible.* Les belles lettres, Paris.

Bibliographies

- [59] **Thouret J.-C. (1996).** Géographie physique appliquée, risques naturels. in Derruau M. Composantes et concepts de la géographie physique. Collection U, Armand Colin, Masson, Paris.
- [60] **Thouret J.-C. et Leone F. (2003).** *Aléas, vulnérabilités et gestion des risques naturels.* in Moriniaux V. (coord.). *Les risques.* Questions de géographie, Editions du Temps, Nantes.
- [61] **Tony A.A., 2002.** A review on dams and breach parameters estimation. Virginia Polytechnic Institute and State University Blacksburg, VA; Jr. Department of Civil and Environmental Engineering.
- [62] **Touati Bouzid., 2010.** Les barrages et la politique hydraulique en Algérie : état, diagnostic et perspectives d'un aménagement durable. Thèse de Doctorat. Université Mentour Constantine.
- [63] **Veyret Y. (2004).** Géographie des risques naturels en France. De l'aléa à la gestion. Hatier, Paris.
- [64] **Veyret Y., Meschinet de Richemond N. (2003a).** *Le risque, les risques.* In Veyret Y. (dir). *Les risques.* Dossiers des Images Economiques du Monde, SEDES, Paris.
- [65] **VILLEMEUR, A., 1988,** Sécurité de fonctionnement des systèmes industriels, Paris, Eyrolles.
- [66] **Bates P.D., Anderson M. G., Hervouet J.-M.,** "Initial Comparison of two two-dimensional Finite Element Codes for River Flood Simulation", *Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Water Maritime and Energy*, vol. 112, n° 3, Sept. 1995.
- [67] **Cooper A.J.,** Telemac Modeling System, Validation Document, Rapport Électricité de France-DER, HE-43/96/006/A, 1996.