

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté des sciences et de l'ingénierat
Département d'hydraulique

Année 2016/2017

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de **Doctorat es-Sciences**

Etude de l'aléa « rupture de barrage » qui correspond à la formation d'une onde de submersion, à l'origine d'une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval du barrage Hammam Grouz - Algérie.

Option :

Hydraulique

Par :

BOUSSEKINE Mourad

Devant Le Jury

Président : Amarchi Hocine

Examineurs Hammar Yahia

Houichi Larbi

Boudoukha Abderrahman

Zeghadnia Lotfi

Pr. Université Badji Mokhtar Annaba

Pr. Université Badji Mokhtar Annaba

Pr. Université Hadj Lakhdar Batna1

Pr. Université Hadj Lakhdar Batna1

MCA. Université Med Cherif Messaadia

Souk-Ahras

Directeur de Thèse : Djemili Lakhdar

Pr. Université Badji Mokhtar Annaba



Je dédie cette thèse à :

Ma défunte sœur « ASMA »

Mes parents

Ma femme

Mon fils « KOCEILA »

Mes frères et sœurs

Tous mes amis et ceux qui m'a aidé

TNEMEICREMER

Merci à Dieu tout-puissant de nous avoir donné la force, la volonté et le courage pour pouvoir réaliser ce modeste travail.

Il me sera très difficile de remercier tout le monde car c'est grâce à l'aide de nombreuses personnes que j'ai pu mener cette thèse à son terme.

En premier lieu, je tiens à remercier mon directeur de thèse, monsieur Pr ***Djemili Lakhdar***, pour la confiance qu'il m'a accordée en acceptant d'encadrer ce travail doctoral, pour ses multiples conseils et pour toutes les heures qu'il a consacrées à diriger cette recherche. Enfin, j'ai été extrêmement sensible à ses qualités humaines d'écoute et de compréhension tout au long de ce travail doctoral.

Mes remerciements vont également à monsieur Pr ***Amarchi Hocine*** pour avoir accepté de présider à ce jury de thèse, J'exprime tous mes remerciements à l'ensemble des membres de mon jury : mon Professeur ***Hammar Yahia*** , Pr ***Boudoukha Abderrahmane***, Pr ***Houichi Larbi*** ,et Pr ***Zeghadnia Lotfi*** .

Mes derniers remerciements vont à toute l'équipe de du département d'hydraulique, et le staff administratif de Barrage ***Hammam Grouz***, qui a tout fait pour m'aider, qui m'a soutenu et surtout supporté dans tout ce que j'ai entrepris.

J'en oublie certainement encore et je m'en excuse.

Encore un grand merci à tous pour m'avoir conduit à ce jour mémorable.

Etude de l'aléa « rupture de barrage » qui correspond à la formation d'une onde de submersion, à l'origine d'une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval du barrage Hammam Grouz - Algérie.

Résumé

Une rupture de barrage entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval. Les causes de rupture des barrages peuvent être de différents ordres : techniques, naturelles et humains. A la fin du mois d'Avril 2003, la direction régionale de l'Est d' ANRH a été saisie d'une grosse émergence d'eau sur la rive droite de l'Oued Rhumel à l'environ 200m en aval de la digue du barrage de HAMMAM GROUZ. Ces failles peuvent conduire à la déstabilisation de la digue de barrage. Pour cela on a utilisé les logiciels suivants: Surfer9 et Hec-Ras.

Nous avons étudié l'éventuelle rupture du barrage Hammam Grouz, qui s'appuie sur une modélisation numérique des écoulements à l'aval du barrage. Les objectifs de l'étude sont les suivants: modéliser numériquement la rupture du barrage; définir les conséquences probables dans la zone à l'aval du barrage ; délimiter la zone de risque. Les résultats montrent que la majorité des ouvrages sera touchée d'un degré à un autre, des solutions ont été proposées pour minimiser les dégâts causés par cette rupture.

Mots clés : Barrage - Onde de submersion - Oued Rhumel - Rupture - Failles,

Study of “dam failure” corresponds to the formation of a submersion wave, at the origin of a brutal elevation of the water level to the downstream of the dam Hammam Grouz - Algeria.

Abstract

A failure of dam entails the formation of a submersion wave resulting in a brutal elevation of the water level to the downstream. The causes of dam failure can be of different types: techniques, natural and human. At the end the month of April 2003, the regional direction of the East of ANRH has been seized of a big emergence of water on the right bank of the Rhumel River to about 200m downstream of the dam of HAMMAM GROUZ. These breaches can drives to the destabilization of the dam. For it one used the software following: Surfer9 and HEC-Ras.

We studied the possible rupture of the dam Hammam Grouz, based on numerical modeling of flow downstream of the dam. The study objectives are: Numerical modeling of dam failure; Define the likely consequences in the area downstream of the dam; Delineate the risk zone. The results show that the majority of the constructions will be touched of one degree another; some solutions have been proposed to minimize the damages caused by this rupture.

Key words: Dam- Wave of submersion- Rhumel River- failure- Breaches,

دراسة مخاطر موجة الفيضانات الناتجة عن انهيار السد بسبب الارتفاع العالي لمستوى الماء

حمام القروز - الجزائر -

ملخص

إن الخطر في انهيار السد المائي هو تكوين موجة فيضانات والتي تتسبب في ارتفاع سريع لمستوى الماء في الوادي؛ ويمكن تقسيم الأسباب التي تؤدي إلى حدوث هذا الانهيار إلى ثلاث أسباب رئيسية وهي : تقنية، طبيعية وإنسانية . في أواخر شهر أفريل 2003 اكتشفت الهيئة الوطنية للموارد المائية كمية معتبرة من المياه على الضفة اليمنى للحاجز المائي لحمام القروز، وعلى بعد مائتي متر (200 م) ، هذه المياه ناتجة عن حدوث تسرب عبر التشققات والذي يؤدي لامحالة إلى انهيار هذا السد . في إطار دراستنا لهذه الظاهرة ولمواجهة هذا السيناريو استعملنا كل من البرامج التالية: Surfer , Hec-Ras، حيث اعتمدت هذه الدراسة بالأساس على نموذج رقمي وفق شروط نظامية معينة، ومن خلالها تمكنا من التوصل إلى نموذج النتائج المحتملة لانهيار هكذا سد وتحديد مناطق الفيضانات الأكثر احتمالا .

من النتائج المتحصل عليها تبين أن أغلبية المنشآت معرضة للانهيار بدرجات متفاوتة ، وفي الأخير تم تقديم مجموعة من الاقتراحات التي من شأنها التقليل من مخاطر انهيار السد .
الكلمات المفتاحية: السد، موجة فيضانات ، واد الرمال ، انهيار، تشقق .

Table des Matières

Remerciement.....	I
Résumé.....	II
Table des matières.....	III
Liste des figures.....	IV
Liste des tableaux.....	V
Introduction générale	1
Chapitre 1	Rupture des barrages, les causes et les dégâts
Introduction.....	5
1.1. Présentation du risque barrage.....	6
1.2 Les causes et les types de rupture.....	10
1.3 Les principaux accidents dans le monde.....	12
1.4 Rupture des barrages poids.....	16
Conclusion	25
Chapitre 2	Analyse de risque des barrages
Introduction.....	26
2.1 Définition du risque l’Alea et Vulnérabilité...	26
2.2 Méthodes d’analyse du risque.....	30
2.3 Le risque de rupture d’ouvrages.....	31
2.4 Maitrise du risque.....	39
Conclusion.....	41
Chapitre 3	Présentation les barrages en Algérie et la zone d’étude
Introduction.....	42
3.1 Historique des barrages en Algérie.....	42
3.2 Les ruptures des barrages en Algérie	46
3.3 Description du barrage Hammam Grouz.....	49
3.4 La protection des ouvrages hydrauliques.....	52
Conclusion.....	54
Chapitre 4	Modélisation hydraulique et Méthode d’étude
Introduction	55
4.1 Scenari de rupture.....	56
4.2 Propagation de l’onde de submersion.....	66
4.3 Présentation de logiciel HEC-RAS.....	70
4.4 Paramètres du modèle hydraulique.....	77
4.5 Etudes de sensibilité des résultats	83
Conclusion.....	84
Chapitre 5	Calage du modèle HEC-RAS
Introduction.....	85
5.1 Fonctionnement d’un model d’hydraulique	85
5.2 Calage et validation du modèle	87
5.3 Présentation HEC –RAS	87
5.4 Méthodologie	88
Conclusion.....	93
Chapitre 6	Modélisation de la rupture du barrage Hammam Grouz
Introduction.....	94
6.1 Présentation du barrage.....	94
6.2 Matérielles et méthodes utilisées	96
6.3 Résultats et discussion	100
6.4 Sensibilité des résultats	110

Conclusion.....	114
Conclusion générales.....	115
Référence bibliographique	117
Les annexes.....	123

Liste des Figures

Figure 1-1	Barrage de Malpasset	13
Figure 2-1	Barrage du Vajont après le mouvement de terrain du 9 octobre 1963	14
Figure 3-1	Village de Longarone avant et après la catastrophe de 1963	14
Figure 4-1	Rupture du barrage en terre de Teton (Idaho) en 1976	15
Figure 5-1	Barrage de Laurel Run	16
Figure 6-1	Rupture de barrage de Fergoug	17
Figure 7-1	(a) Le barrage après confortement (B, S) est figuré de la zone de traction amont (b) Surfaces de rupture	19
Figure 8-1	Austin - Le barrage après rupture	19
Figure 9-1	Saint-Francis - Contexte géologique du glissement rive gauche	21
Figure 10-1	La surface de glissement rive droite	22
Figure 11-1	Profil des excavations rive gauche	22
Figure 12-1	Situation de la galerie rive gauche	23
Figure 13-1	Contexte géologique des deux barrages	23
Figure 1-2	Représentation le risque, l'enjeu et l'aléa dans le cas de rupture de barrage	28
Figure 2-2	Définition du risque par comparaison de l'aléa et de la vulnérabilité	29
Figure 3-2	Définition des plages de dangers en fonction des intensités de submersion	35
Figure 4-2	Les approches du diagnostic et de l'analyse de risques dans le domaine des barrages	36
Figure 5-2	La gestion du risque de rupture des barrages	37
Figure 6-2	Schéma de la démarche de l'évaluation des critères de danger particulier	38
Figure 7-2	Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien	40
Figure 1-3	Localisation des barrages en Algérie	45
Figure 2-3	Barrage de Fergoug avant et après la rupture de 1927	47
Figure 3-3	Barrage de Cheurfas, après travaux : nouvel appui RD vers l'amont	48
Figure 4-3	La digue de barrage Hammam Grouz	50
Figure 5-3	La fuite du barrage sur la rive droit en 2003	51
Figure 6-3	Evolution du taux de remplissage de barrage Hammam Grouz	52
Figure 1-4	Forme des brèches considérée dans les calculs.	63
Figure 2-4	Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel	67
Figure 3-4	Représentation de la zone de submersion	69
Figure 4-4	Fenêtre principale de HEC-RAS	71
Figure 5-4	Contrôle de volume d'eau par l'équation de continuité et de moment	73
Figure 6-4	Sketch de la rupture d'un barrage retenant un réservoir semi-infini en amont d'un coursier incliné	75
Figure 7-4	Représentation schématique des lits mineur, moyen et majeur en plaine alluviale.	79
Figure 8-4	Représentation l'aval de barrage de Hammam Grouz en countour map et 3D wireframe	81
Figure 9-4	Définition de la hiérarchie hydraulique des segments informatifs à partir de la géométrie d'un modèle hydraulique 1D.	82
Figure 10-4	Délimitation de l'inondation à partir de modèles numériques de surface	82
Figure 1-5	Les étapes de simulation hydraulique	86
Figure 2-5	MNT à l'aval du barrage Malpasset avec ARCGIS	88
Figure 3-5	Création de profil à travers (cross sections) avec HEC Geo Ras	89
Figure 4-5	Représentation sous HEC-Ras de l'étendue de l'écoulement à l'aval de Barrage	91
Figure 5-5	Représentation sous ARCGIS de propagation de l'écoulement à l'aval	91
Figure 1-6	Barrage Hammam Grouz	95
Figure 2-6	Ouvrages éventuellement menacés à l'aval du barrage	96
Figure 3-6	Les courbes de niveaux de la zone d'étude avec les sections de l'oued	97

	Rhumel.	
Figure 4-6	Estimation de la largeur de brèche pour différentes formules	98
Figure 5-6	Hydrogramme de Crue -barrage Hammam Grouz	99
Figure 6-6	Profile longitudinal de la rupture dans le modèle HEC-Ras après 20 minutes	101
Figure 7-5	La variation de débit et de la hauteur d'eau au niveau de la digue après la rupture	101
Figure 8-6	Débits de pointes au niveau de chaque ouvrage.	102
Figure 9-6	Estimation de débit maximal par différentes formules	103
Figure 10-6	Hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval	104
Figure 11-6	Surélévation de la ligne d'eau en fonction de temps au niveau de chaque ouvrage	104
Figure 12-6	Vitesse maximale d'écoulement à l'aval du barrage	105
Figure 13-6	Valeurs de l'intensité de submersion pour chaque ouvrage	106
Figure 14-6	Carte d'inondation	107
Figure 15-6	Zone de risque pour la ville Oued Athmania	108
Figure 16-6	Zone de risque pour la ville Ain Smara	109
Figure 17-6	Hydrogrammes de la rupture au niveau de barrage pour différents temps de formation	110
Figure 18-6	Sensibilité d'élévation d'eau avec coefficient de Manning	112
Figure 19-6	Sensibilité de l'hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement avec coefficient du Manning	113

Liste des Tableaux

Tableau 1-1	Les principaux accidents dans le monde	7
Tableau 2-1	Ruptures par dépassement de capacité recensées dans le monde avant 1950	9
Tableau 3-1	Ruptures par dépassement de capacité recensées dans le monde après 1950	9
Tableau 4-1	Les dégâts de rupture du barrage de Laurel Run	16
Tableau 1-2	Grille simple d'analyse du risque	30
Tableau 2-2	Classes de barrage de retenue en France en fonction de la hauteur H	33
Tableau 3-2	Période de retour minimale de la crue de projet des barrages en remblai en fonction de la classe, de la hauteur H	33
Tableau 4-2	Valeurs seuils pour la mesure du danger en cas d'inondation rapide. D'après les recommandations de l'OFEN	34
Tableau 1-3	Les barrages Algériens de première génération	43
Tableau 2-3	Les barrages algériens de seconde génération	43
Tableau 3-3	Evolution et répartition des barrages par période de réalisation et par régions	45
Tableau 4-3	Importance des barrages algériens en termes de capacité initiale	46
Tableau 5-3	Les caractéristiques principales du barrage Fergoug	46
Tableau 6-3	Caractéristiques principales du barrage Hammam Grouz	50
Tableau 1-4	Les formules des débits de pointes pour différents forme de brèche	64
Tableau 2-4	Différent formules de brèche selon les normes	65
Tableau 1-5	Les hauteurs d'eau observée	92
Tableau 2-5	Les hauteurs d'eau simulée	92
Tableau 1-6	Caractéristiques principales du barrage Hammam Grouz	95
Tableau 2-6	Les constructions à l'aval de barrage	95
Tableau 3-6	Paramètres de calage et intervalles de valeurs physiquement acceptables implémentés dans le générateur de paramètres.	100
Tableau 4-6	Les paramètres hydrauliques au niveau de chaque ouvrage	107

Introduction générale

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel (résultant de l'accumulation de matériaux à la suite de mouvements de terrain), établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau. Les barrages sont définis par des caractéristiques physiques (la hauteur, le volume de la retenue), par un type de barrage selon sa forme ou les matériaux qui le constituent. Les barrages peuvent être construits pour plusieurs objectifs, qui peuvent s'associer produire de l'électricité à partir d'une énergie renouvelable celle de l'eau, créer des réserves d'eau pour l'alimentation en eau potable des villes, irriguer des zones agricoles, maintenir dans les rivières un débit minimum suffisant lors des étiages, et réduire l'effet des crues en retardant l'eau grâce au stockage dans la retenue qui se remplit pour la relâcher après le passage de la crue.

Le problème de rupture de barrage compte parmi les plus anciens problèmes rencontrés en hydraulique, on peut le définir comme la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau. (**Marche, 2008**). Les causes de rupture peuvent être diverses :

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

On dénombre environ 40 000 barrages dans le monde. Près de 150 ruptures se sont produites depuis les années 1800, dont certaines ont fait plus de 1 000 morts. En France, la rupture brutale du barrage de Bouzet (Vosges) en avril 1895 a fait 87 victimes. Le 2 décembre 1959 le barrage de Malpasset (Var), implanté sur un bloc rocheux, cède. En cause, de fortes intempéries entraînant la montée des eaux trop rapide lors de la première mise en eau causée 423 victimes. En Italie, en 1963, un glissement de terrain a entraîné l'écroulement de 260 millions de m³ de terre et de roches dans l'eau de la retenue. La vague, qui a submergé le

barrage de Vajont sans endommager sa structure, a fait plus de 2 100 victimes. **(DDRMAP ,2012)**

En Algérie ; Il y a deux événements de rupture de barrage de Fergoug à Perrégaux, l'un dans le 15 décembre 1881 : une crue de 850 m³/s emporta 125 mètres du barrage sur la rive droite. 250 personnes furent noyées, ponts, et maisons emportées par les flots déchaînés, l'autre dans le 25 novembre 1927. **(Malika Bouhlali ,2006)**.

Dans ce contexte, on considère que le barrage d' HAMMAM GROUZ, qui était barrage poids d'une capacité de 45 M m³, situé dans la gorge juste à l'amont de la ville d'Oued Athmania dans la wilaya de Mila, est un exemple de telle situation, car il se trouve dans région près de la marge sud de la chaîne Tellienne , une zone dans laquelle il y a eu des mouvements d'intensités variables presque continues, et le site du barrage principal se trouve sur les calcaires les plus anciens (cénomaniens), ces calcaires sont les causes principales de la fuite énorme de barrage en 2003, dont le débit moyen de fuite voisine de 50000 m³/j, suit d'une année hydrologique caractérisée par une forte pluviométrie, et en conséquence ,le barrage est totalement vidé. Pour cela, on s'intéresse sur les conséquences de rupture de barrage par submersion aux ouvrages en aval.

Les premières études sérieuses ont commencé, il y a un peu plus d'un siècle, La rupture du barrage Malpasset (1959) a incité les chercheurs de caler plusieurs modèles numériques unidimensionnels et bidimensionnels comme ceux de d'Hervouet et Petitjean (1999), ont utilisé un logiciel en élément fini, Tawatchai et Winyu (1999) et Abdull (2000) ont traité la modélisation bidimensionnelle de la propagation de l'onde sur un fond initialement sec.

Valiani et al. (2002) et SHI (2006) qui ont utilisé des modèles numériques de type volumes finis. Lakhdar Djemili et al. (2010), ont utilisé le unidimensionnel Hec-Ras pour la modélisation de la rupture du barrage Ain dalia Souk-Ahras Algérie pour l'évaluation des conditions de sécurité de l'aménagement et des dangers potentiels en aval. Mustapha Kamel Mihoubi et al. (2012) « calcul de l'onde de rupture d'un barrage en mode bidimensionnel via le code TELEMC-2D. Boussekine Mourad et al. (2014) « Hammam Grouz Dam Break analysis:Case study “. Derdouss Oussama et al. (2015) « Dam Break Flood Forecasting Via MIKE 11: Case Study of Zardezas Reservoir in Skikda, Algeria.

Les objectifs de notre recherche sont variés :

- Tout d'abord, exposer l'impact de rupture de barrage sur biens et les personnes, basée sur les événements historiques,
- Révéler les travaux des chercheurs sur les scénarios et les formules empiriques,
- Définir les conséquences probables dans la zone avale du barrage.

Pour atteindre ces objectifs, nous allons utiliser le modèle unidimensionnel HEC-RAS pour la simulation de l'onde de submersion au long de l'Oued Rhumel. Il a été largement appliqué dans le calcul des caractéristiques hydrauliques des rivières. Il s'agit d'un programme intégré pour le calcul des profils des eaux de surface pour analyser le risque, le débit de pointe de la crue ne constitue qu'une donnée intermédiaire permettant la modélisation hydraulique.

On s'intéresse aux variables qui caractérisent physiquement l'inondation. Les variables intéressantes sont : la hauteur d'eau ; la vitesse d'écoulement ; le temps d'arrivée.

L'utilisation de HEC-Ras, nécessite une géométrie juste primordiale pour réaliser une simulation proche de la réalité ; pour cela, Surfer9 est utilisé pour l'acquisition des données topographiques. 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.

La thèse est composée de trois parties précédées d'une introduction générale et suivies d'une conclusion général :

➤ **La première partie (bibliographique)**, vise à replacer la thèse dans son contexte thématique et scientifique, elle est constituée de trois chapitres :

- Le premier chapitre des concepts généraux concernant la rupture des barrages, les causes et les conséquences des ruptures des barrages majeures à travers le monde.
- le deuxième chapitre, nous présentons 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 s'intéresse de l'évolution et la répartition des barrages, avec deux accidents de rupture en Algérie, et donne une description générale sur la zone d'étude et le barrage Hammam Grouz.

➤ **La deuxième partie « chapitre 4 »** : composé de trois sections :

- La première section présente les différents scénarios de la rupture avec les formules empiriques de la formation de la brèche.

- la deuxième section, expose les équations de la propagation de l'onde de submersion et les paramètres du modèle unidimensionnel HEC-Ras.
 - La dernière est consacrée à l'acquisition des données topographiques avec Surfer9.
- **La troisième partie** ; elle est constitué principalement deux chapitres.
- Le cinquième chapitre est étudié la partie de calage et validation des résultats de la simulation du modèle HEC-RAS en prenant la rupture du barrage Malpasset.
 - le sixième chapitre représente la partie la plus important de travail, il est consacré pour la simulation de rupture instantanée du barrage-poids du Hammam Grouz avec le modèle HEC-Ras suite à l'incapacité de l'évacuateur de crue pour décharger le volume d'eau supplémentaire (overtopping).

PARTIE I

Chapitre 1.

Rupture des barrages, les causes et les dégâts

Introduction

Des cours d'eau et des rivières ont été modifiés, au cours de l'histoire de l'humanité, pour satisfaire les besoins de l'homme. Les nombreux barrages et digues construites en travers de ces cours d'eau en sont témoins. D'ailleurs ceux-ci ne cessent de se multiplier, leur effectif devient de plus en plus important (**Nathalie Blanc, 2008**) passant de 5000 en 1949 pour atteindre près de 45000, répartis entre 140 pays, à la fin du vingtième siècle.

Un barrage est un ouvrage artificiel qui barre le lit des rivières ou des fleuves retenant ou pouvant retenir de l'eau. Si le principal objectif des premiers barrages construits était l'irrigation des cultures, les barrages assurent maintenant diverses fonctions, notamment la production d'énergie électrique, mais aussi la régulation des cours d'eau, l'alimentation des villes en eau, la lutte contre l'incendie, le développement du tourisme et des loisirs, le stockage de rejets de mines et plus récemment la production de neige artificielle. Un barrage est soumis à des efforts très importants de par les grandes quantités d'eau qu'il retient, et comporte donc un risque de rupture. En cas de rupture on observe la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval.

La sécurité des barrages constitue un vaste domaine. Elle influence l'ensemble des activités de conception, de construction, d'opération et de maintenance des ouvrages. Elle requiert, outre les multiples spécialisés de l'ingénierie des barrages, des expertises en étude d'impact sur l'environnement, en sociologie et en économie. Elle s'applique autant aux ouvrages existants qu'aux constructions.

Le retour d'expérience sur l'accidentologie des barrages-poids est difficile : les ruptures ne sont pas très nombreuses, et surtout, elles sont peu documentées. Il y aurait un grand intérêt à collecter davantage d'informations pour enrichir l'interprétation qui peut en être faite. (**Luc, Deroo et al, 2011**).

Les constructions hydrauliques peuvent subir des accidents de rupture plus ou moins graves. Le milieu naturel étant, d'une part, difficile à déterminer, les crues et les séismes qui sont des phénomènes aléatoires rendent difficile l'appréciation de leurs intensités extrêmes possibles sur la durée de vie des ouvrages. D'autre part, les connaissances et les matériaux intervenant dans la construction des ouvrages demeurent imparfaits.

1.1. Présentation du risque barrage

La rupture de barrage par sa violence et sa mobilité constitue le risque face auquel les actions de prévention, d'information et de planification sont les plus difficiles à mettre en oeuvre. Le linéaire impacté par l'onde de submersion peut affecter l'ensemble d'un bassin fluvial aval.

Bien que les ruptures de barrage soient des événements rares, on en recensait 2000 depuis le XII^e 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 rupturer. Souvent les conséquences de ces ruptures sont énormes : on leur attribue plus de 8000 pertes de vie depuis 1900, ainsi que des pertes économiques considérables et des destructions significatives.

Au fil des ans, certaines des crues de ruptures les plus graves ont marqué les populations par leurs conséquences. Un texte ancien relate la rupture, pendant la nuit du 14 à 15 septembre 1219 d'une retenue d'eau (dont le volume a été estimé récemment à 340 millions mètres cubes) engendré par un éboulement naturel ayant coupé, 18 ans plus tôt, la vallée de la Romanche en France. **(Marche C, 2004)**

Tableau 1-1 : Les principaux accidents dans le monde (Robin des Bois ,2007)

Barrages	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm3)	Nombre de victimes
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 Grove	États-Unis	1890	33	11	129
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

Certains des organismes regroupant les spécialistes des barrages retiennent un relevé, effectuent des statistiques sur les accidents et les ruptures des barrages depuis un siècle environ et les analysent régulièrement. Cependant les techniques d'enquête à ce sujet sont devenues vraiment fiables lorsque la Commission internationale des grands barrages (CIGB, ICOLD) a instauré sa première enquête mondiale dans l'année 1960, depuis, elle réitéré cet exercice tous les dix ans environ et commence à pouvoir définir assez précisément les tendances historiques et les particularités qui caractérisent la sécurité du parc mondiale des barrages et des digues. On peut dégager six conclusions de ces observations (Marche C, 2004) :

- Parmi toutes les causes des ruptures recensées, deux se distinguent nettement : la première est la capacité insuffisante de l'évacuateur, responsable de 35% des ruptures documentées, et la deuxième regroupe les problèmes de fondation, relevé comme cause dans 25% des cas.
- La probabilité de rupture de barrage en béton dépend peu de leur hauteur, contrairement à celle des barrages en remblai.
- La période du premier remplissage et les cinq années suivantes sont des étapes critiques pour la sécurité des barrages. Ces résultats soulignent l'importance de la conception et de la qualité de la réalisation, d'une part, et de suivi de comportement des premières dans la sécurité d'un ouvrage, d'autre part.
- Le taux de rupture (pourcentage des ruptures / pourcentage de barrages construits) des barrages en remblai atteint le double de celui des barrages en béton (taux global de 1.11 contre 0.54). La probabilité de rupture (nombre de ruptures / nombre total d'ouvrages du type considéré) des barrages en terre construits entre 1920 et 1940 était notablement plus forte que celle des barrages en béton de la même période. Les performances suivent maintenant les mêmes tendances puisque dans cette interprétation, les barrages-voûtes bénéficient du regroupement avec les barrages-poids, ces derniers ayant un meilleur dossier.
- Les progrès techniques ont permis une amélioration tangible de la sécurité globale des barrages si l'on se fie à l'évolution du taux de rupture observé au cours du dernier siècle (2.2% pour les barrages construits avant 1950 et 0.5% depuis 1950).
- L'adoption de règle fixant la capacité minimale de l'évacuation a amélioré la sécurité des barrages.

Tableau 2-1 : Ruptures par dépassement de capacité recensées dans le monde avant 1950 (Marche C, 2004)

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
Lower otay	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 3-1 : 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

Cunha					
Dhanibara	Inde	1976	1965	21	ND
Noppikoski	Suisse	1985	1967	19	0.7
Dantiwada	Inde	1973	1969	61	460
Bagauda	Niger	1988	1970	20	22
Machu II	Inde	1979	1972	26	101
Spitskop	Afrique du sud	1988	1975	17	61
Gotvan	Iran	1980	1980	22	ND
Tous	Espagne	1982	1980	77	50
Sargasonskaia	CIS	1987	1980	23	2.7
Belci	Roumanie	1991	1982	18	12

1.2 Les causes et les types de rupture

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale d'un barrage. Les enjeux en cas de rupture de barrage sont considérables :

- enjeux humains : au niveau collectif, déplacement et isolement des populations ; au niveau individuel, noyade, ensevelissement, blessures, traumatismes psychologiques.
 - enjeux matériels : destructions, détériorations et dommages aux bâtiments, aux infrastructures (ponts, routes, etc.), au bétail, aux cultures, paralysie des services publics, réduction ou arrêt des productions industrielles et agricoles, dégradation des sites industriels et des stockages agricoles.
 - enjeux environnementaux : érosion ou disparition des sols, atteinte plus ou moins grave et réversible des écosystèmes en aval, pollution des eaux de surface et souterraine, possibilité d'évènements en chaîne, pollution de l'air, des sols, des eaux suite à un accident technologique lié à l'impact de l'onde, submersion sur un site industriel, dispersion de déchets et gravats à risques multiples, contamination chimique, bactériologique et éventuellement radioactive des sédiments non seulement en cas de rupture mais aussi dans le cadre de la maintenance de l'ouvrage (vidange des boues en pieds de barrage dite « chasse de barrage »).
- Parmi toutes les causes de rupture les plus connues, on cite singulièrement celles-ci :

1. *Techniques* : Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, la nature des fondations ainsi que vieillissement des installations.

2. □ *Naturel* : Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenue est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels. Les glissements de terrain, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrage en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de retenue (barrage du Vajont, 1963) .Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). (**Chauvet R, Royet P, 2000**) .Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.).

3. □ *Humaines* : les études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre...etc.

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne.

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Les barrages en maçonnerie ou en béton sont menacés par une rupture instantanée partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.

1.3 Les principaux accidents dans le monde

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 différentes.

- *South Fork Dam (Johnstown) (Marche C, 2004)*

Une des plus anciennes ruptures de barrage s'est produite au XIXe siècle en Pennsylvanie, aux États-Unis. L'État de Pennsylvanie a fait construire le barrage South Fork Dam afin de créer un réservoir de soutien au Canal de Pennsylvanie, en saison sèche. En 1852, le barrage était prêt. Il était construit en terre et en enrochement, mesurait environ 22m de hauteur et 256m de longueur et pouvait retenir un volume de 18.5 millions de mètres cubes d'eau. L'ouvrage a subi en fait deux ruptures dont une première, partielle, en 1862. Après un changement de propriétaires et de vocation, on a réparé l'ouvrage en 1880, les travaux comprenaient l'obstruction de partie de l'évacuateur de crue par des grilles visant à retenir et à protéger les poissons. Le 1er janvier 1889, lors des fortes pluies, l'ouvrage fut submergé. Il a rapidement laissé s'échapper une énorme quantité d'eau par une brèche dont la largeur en crête atteignait 128 m. La crue de rupture a dévaler vers Johnstown par une vallée étroite et a déferlé sur les quartiers bas de la ville, densément peuplés. On a rapporté plus de 2200 morts et une centaine de millions de dollars de dommages.

- *Malpasset (Robin des Bois, 2007)*

Le barrage de Malpasset dans le Var a été inauguré en 1954. C'était un barrage-voûte mince, d'une hauteur de 60 mètres, construit sur le fleuve côtier le Reyran, à dix kilomètres en amont de la ville de Fréjus. Il devait servir à l'irrigation des cultures. En 1959, des pluies diluviennes dans la région de la Côte d'Azur font monter très rapidement le niveau de l'eau. La retenue du barrage de Malpasset atteint alors sa capacité maximale, d'autant plus qu'il est impossible d'ouvrir les vannes afin de lâcher de l'eau. En effet, une autoroute vient d'être construite en aval du barrage, et un lâcher d'eau endommagerait le béton fraîchement coulé d'une pile du pont.

Le barrage est donc rempli à ras bord lorsqu'il cède brutalement, le 2 décembre 1959 à 21h13. 50 millions de mètres cubes d'eau sont alors relâchés, provoquant une vague de 40 mètres de haut qui déferle dans l'étroite vallée du Reyran à la vitesse de 70 km/h. Balayant tout sur son passage, elle débouche sur Fréjus 20 minutes plus tard. Une partie de la ville est noyée, submergée par endroits par 20 mètres d'eau. La vague atteint enfin la mer, ne mesurant plus que 2 mètres de hauteur. La catastrophe a fait 423 victimes et des dommages matériels.

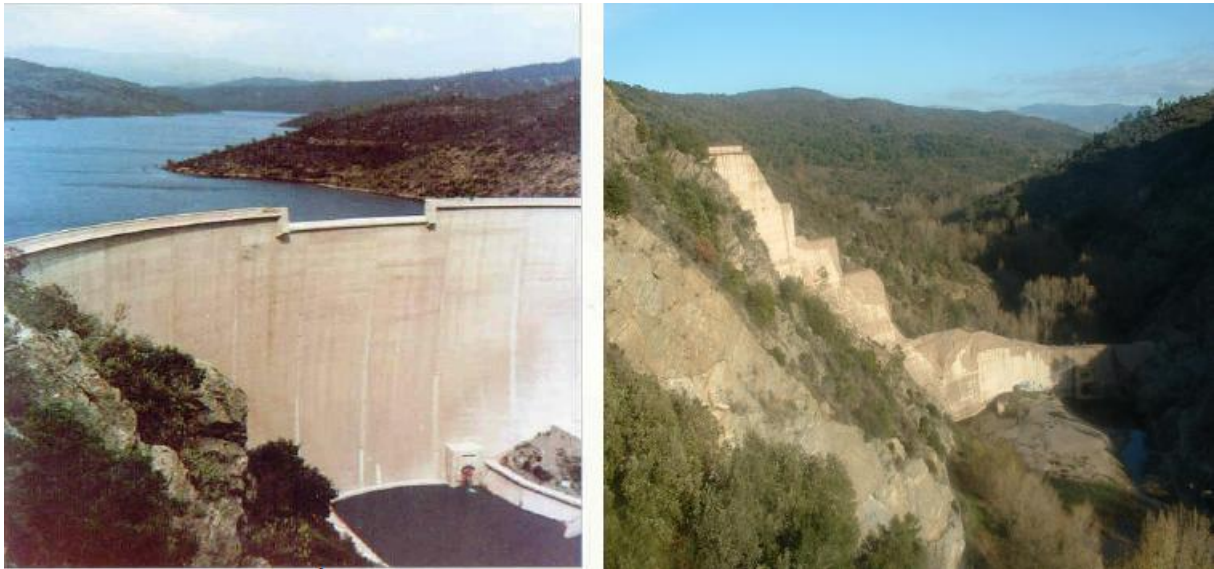


Figure 1-1 : Barrage de Malpasset. (Christophe Ancey,2014)

- *Vajont*

À Vajont, en Italie, Il s'agissait à l'époque du plus haut barrage-voûte du monde. Entre 1956 et 1963, on a réalisé ce barrage spectaculaire de 265m de hauteur pour barrer la Piave en amont du village de Longarone. Le remplissage du réservoir a commencé en 1960. On a constaté durant l'automne le fluage d'une grande surface de la rive gauche du réservoir sur la face du mont Toc et quelques éboulements superficiels. Ce mouvement a cessé après une réduction graduelle du niveau du réservoir, mais à redémarrer pendant l'été de 1962 (Marche, C, 2004). 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 (Panizzo et al, 2005 à). 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 (Fig :2-1 et Fig :3-1) On évaluait que l'accident a fait plus de 2000 morts en quelques minutes.



Figure 2-1 : Barrage du Vajont après le mouvement de terrain du 9 octobre 1963. (Christophe Ancey,2014)



Figure 3-1 : Village de Longarone avant et après la catastrophe de 1963. (Christophe Ancey,2014)

- *Baldwin Hills Reservoir*

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

trois morts à cette rupture. Cependant, il y a eu plus de 50 millions de dollars en dommage direct. (Marche C, 2004)

- *Le barrage de Molare (bordure sud des Alpes italiennes au nord-est de Gênes)*

Céda en août 1935 après des pluies diluviennes. Les évacuateurs de crues furent dans l'impossibilité d'évacuer le débit de crue généré par des pluies d'une intensité exceptionnelle (environ 500 mm dans la journée du 13 août 1935), ce qui entraîna la rupture de la digue de Zerbino. Une vague d'une hauteur de 20 mètres dévasta la vallée de l'Orba, causant environ la mort de 100 personnes (Visentini, 1936).

- *Teton Dam*

Le barrage de Téton aux États-Unis a été construit en 1976 sur la rivière Téton, dans le sud-est de l'Idaho, par l'United States Bureau of Reclamations. Il mesurait 93 mètres de haut, et 950 mètres de long, et servait à l'irrigation, à la production d'électricité, à la lutte contre les crues et aux loisirs. Le barrage s'est rompu le 5 juin 1976, alors que la mise en eau s'achevait. Le matin du 5 juin, un filet d'eau boueuse est repéré sur le talus aval. Malgré les tentatives de colmatage de la fuite, le débit de la fuite augmente rapidement. Peu de temps après, un pan du barrage s'effondre, laissant s'écouler les 7,6 millions de m³ d'eau. Le débit de la fuite culmine à plus de 28.000 m³/s. Les mesures entreprises pour alerter les populations en aval du barrage ont permis de limiter les pertes humaines, qui s'élèvent quand même à 11 victimes (Robin des Bois, 2007). Les dommages matériels en revanche sont considérables et s'élèvent à plus de 1 milliard d'Us.



Figure 4-1: Rupture du barrage en terre de Teton (Idaho) en 1976. (Christophe Ancey, 2014)

- *Barrage de Laurel Run (USA 20July, 1977)*

Le Barrage de la Course de Laurel est localisé près de la ville de Johnstown. Le barrage en terre était 13 m haut avec une longueur de la crête de 190 m et une capacité de réservoir de 370045 m³ de stockage. 555068 m³ est le volume de réservoir lors de rupture .Le barrage est rapporté pour avoir manqué à 2:35 du matin sur le matin du 20 juillet, après une période de forte pluie. Plus de 30 cm de taux de précipitation durant 10 heures.. Approximativement 41 personnes ont été tuées dans la ville de Tannery ville, situé dans un 5 km à l'aval. La vitesse d'écoulement à l'aval a été de 7.31 m / s. le débit d'écoulement a estimé à l'ordre de 1585 m³/s. **(Bureau of Reclamation, 2014)**

Tableau 4-1 : Les dégâts de rupture du barrage de Laurel Run

La date et le temps de rupture	12 juillet 1977
Scénario de rupture	submersion
Hauteur du barrage	13 m
Intensité de vitesse maximale	7.5 -15 m ² /s
Les dégâts	70 morts



Figure 5-1 : Barrage de Laurel Run (Source: USGS topography)

1.4 Rupture des barrages poids

Les situations de risque pour les barrages-poids sont **(Luc, Deroo et al, 2011)**:

- (1) Les situations géologiques inadaptées mal identifiées à la conception.
- (2) les fondations subhorizontales en alternance grès-marne ou grès-argile.

(3) les barrages anciens en maçonnerie ou béton s'ils sont mal drainés, en particulier s'ils sont fissurés et si leur sécurité repose beaucoup sur l'intégrité d'un parement amont mince.

(4) les plots de rive, lorsque le monolithisme du barrage est mal assuré.

1. Barrage de Fergoug (Algérie, 1881, 1927)

Le barrage de l'Habra, sur l'oued Fergoug, est un ouvrage en maçonnerie, de hauteur 35 m au-dessus du terrain naturel. Achevé en 1871 et dimensionné pour une lame déversante de 1,60 m (500 m³/s), il subit successivement deux crues importantes : la première (1872, 700 m³/s) avec une lame de 2 m cause de « sérieux dégâts que l'on se contente de réparer », y compris une rupture partielle de l'évacuateur ; la seconde (1881, 850 m³/s) avec une lame de 2,25 m emporte la rive droite de l'ouvrage. Selon les calculs, la crue de 1881 a mis en tension la maçonnerie de l'ouvrage en parement amont (point « A »), à hauteur de 1kg/cm². Le barrage est reconstruit avec un profil-type pratiquement identique. Il subit une crue en 1900 avec un niveau d'eau supérieur (par obstruction du déversoir), sans désordres. (F B de Mas, 1905 ; M Gignoux et al, 1955 ; La Houille Blanche, 1905)

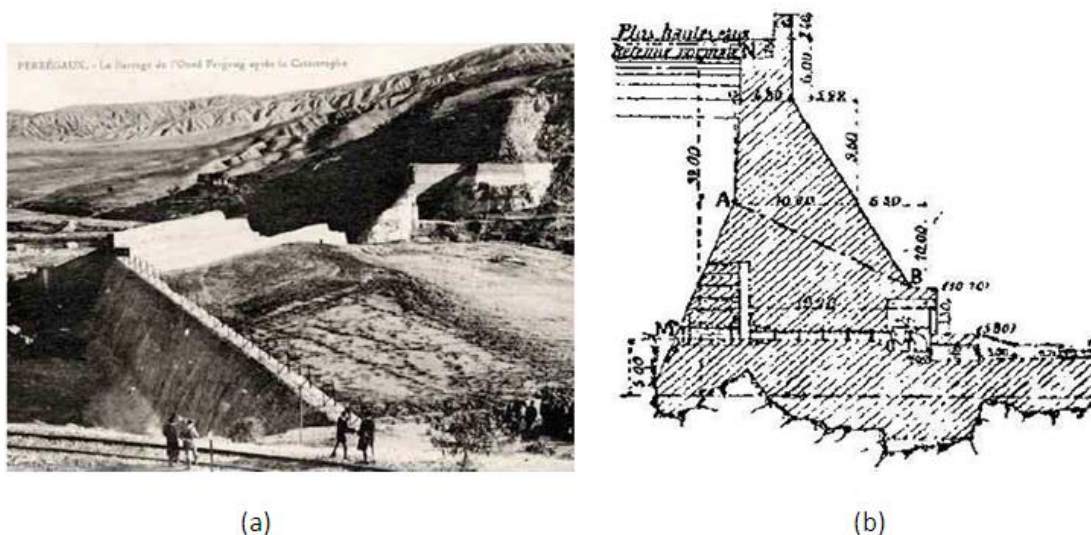


Figure 6-1 : Rupture de barrage de Fergoug (a) Première rupture (b) deuxième rupture.

Une nouvelle crue en 1927 cause une rupture complète du barrage (Fig : 6-1) Cette rupture s'est également produite en crue, avec cette fois-ci réservoir initialement presque vide ; et une lame d'eau maximale de 3,85 m au-dessus du déversoir, niveau maximal jamais atteint au barrage.

La brèche s'est amorcée au voisinage de l'évacuateur (rive gauche), dans les maçonneries, puis s'est propagée vers la rive droite. Deux facteurs aggravants sont mentionnés par la commission technique : les maçonneries étaient sèches (donc plus légères) et l'eau très chargée.

2. *Barrage de Bouzey (France, 1884 et 1895)*

Le barrage de Bouzey fait 15 m au-dessus du terrain naturel, et 27 m au-dessus de sa fondation. Le barrage est fondé sur des grès décrits comme étant « fissuré et poreux » avec des passages d'argile. Le pendage est horizontal. Il a subi deux accidents. (**M Lévy, 1895 ; H. Bellet, 1905**) :

L'accident de 1884 se produit au premier remplissage, et est décrit de la manière suivante.

- À la cote 362, venues d'eau pour un débit de plus de 50 l/s, puis 75 l/s, à la cote 365.
- À la cote 368,80, déplacement brutal de 135m de barrage vers l'aval, qui se sépare du mur de garde ; fracture horizontale à la base, sol de fondation broyé sur 2 à 3 m d'épaisseur sous le barrage. Le déplacement maximal atteint 34 cm en crête. Les fuites atteignent 230 l/s.
- Poursuite du remplissage jusqu'à la cote 369.
- Vidange du réservoir fin 1885, le barrage est alors renforcé par un massif de maçonnerie complémentaire, un buté aval et une consolidation des fondations. Il est remis en eau en septembre 1889.

Après 5 ans d'exploitation à la cote maximale (371,5), le barrage se rompt brutalement, le 27 avril 1895. 170 m de barrage sont emportés sur la partie centrale. Le plan d'eau est alors à la cote 371,4. On a noté de nombreuses traces d'écrasement et de cisaillement près du parement aval. Les fondations n'ont pas bougé du tout (*Fig7-1.b*). La maçonnerie a utilisé un sable de qualité médiocre (forte teneur en fines).

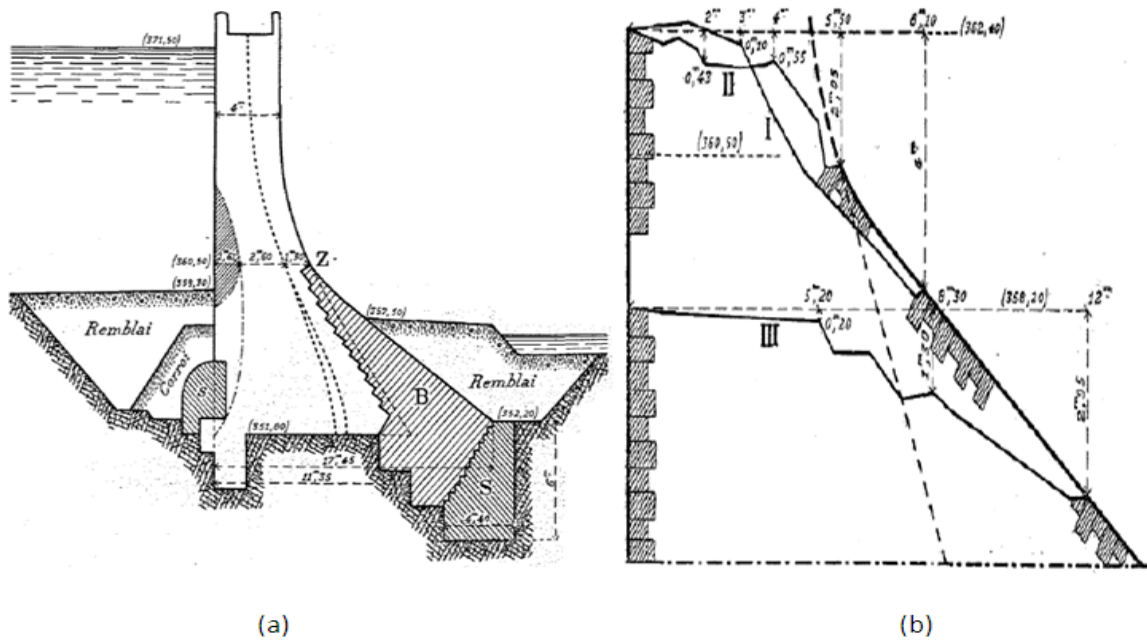


Figure 7-1 : (a) Le barrage après confortement (B, S) est figuré de la zone de traction amont
(b) Surfaces de rupture

3. Barrage d'Austin (Bayless), 1911

Le barrage d'Austin est un barrage de 13,1 m de hauteur au-dessus du terrain naturel, en béton cyclopéen. Il est fondé sur des grès lités horizontalement, avec intercalations de marnes et de grès peu cimentés. Le barrage est muni d'une bêche de profondeur 1,20 m prolongé par des ancrages de longueur 7,60 m. Le béton est de qualité très hétérogène.

Des fissures verticales (retraites) apparaissent dès la construction, avant mise en eau.

Au premier remplissage, des écoulements apparaissent à l'aval du barrage. Le 23 janvier 1910, la partie centrale du barrage glisse de 50 cm environ vers l'aval. La retenue amont est abaissée par création à l'explosif d'une échancrure. Le barrage n'est pas conforté ; une crue l'emporte en 1911. Selon les témoignages, c'est d'abord un « bouchon » qui saute près de l'appui rive droite. (CEATI, 2009)

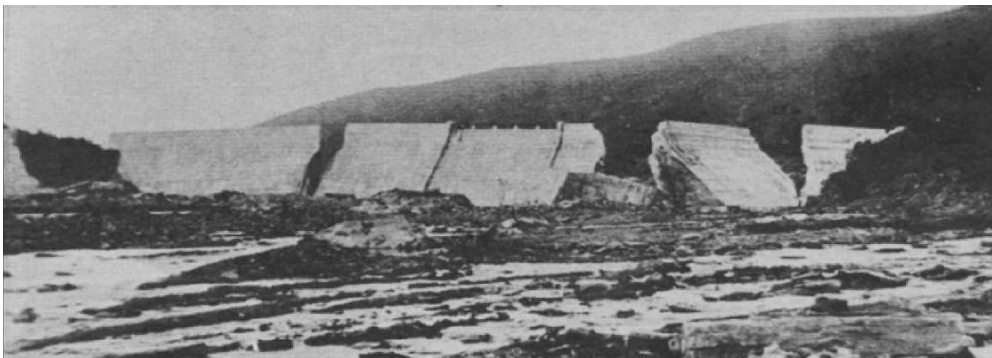


Figure 8-1 : Austin - Le barrage après rupture

Le calcul du barrage par la méthode « standard », y compris propagation de la plaine sous pression dans la fissure amont, a montré qu'une rupture sur les marnes intercalées pouvait se produire pour un angle de frottement de moins de 41° . Ces calculs ont été conduits en négligeant la contribution de la bêche et des ancrages à la résistance du barrage.

4. *Barrage de Saint-Francis (Etats-Unis, 1928),*

La deuxième catastrophe la plus meurtrière aux États-Unis a eu lieu à St- Francis en mars 1928, la rupture a causé la mort de 450 personnes. (Claude M.2004). Le barrage de Saint-Francis est un ouvrage-poids en béton, de hauteur 62,50 m ; il est légèrement arqué. Le parement amont est subvertical. Le fruit moyen des parements est de 0,75 H/1 V. Le barrage est fondé en rive gauche, vallée et moitié de la rive droite sur des schistes, souvent fortement cisailés parallèlement à la pente gauche. En haut de rive droite, il est fondé sur des conglomérats rougeâtres. (CIGB,1974),(J. David Rogers et al)

La rupture s'est produite au premier remplissage. La hauteur d'eau maximale (seuil du déversoir) a été atteinte une semaine avant la rupture. De faibles fuites sont constatées dans le corps du barrage, mais les écoulements en fondation sont plus importants. Ces écoulements s'intensifient rapidement quelques heures avant la rupture. Une douzaine de commissions ont étudié la rupture du barrage. Les conclusions diffèrent dans le détail, mais mettent toutes en avant l'effet prépondérant de la géologie du site, avec deux coupables possibles :

- la rive gauche, qui est un paléo-glisement, qui a été réactivé lors de la rupture et, semble-t-il, avant la rupture proprement dite.
- les conglomérats gypsifères de la rive droite, possiblement sensibles à des phénomènes de contraction sous submersion. On note en tout cas l'absence de drainage des deux rives et la construction sans coupure des écoulements.

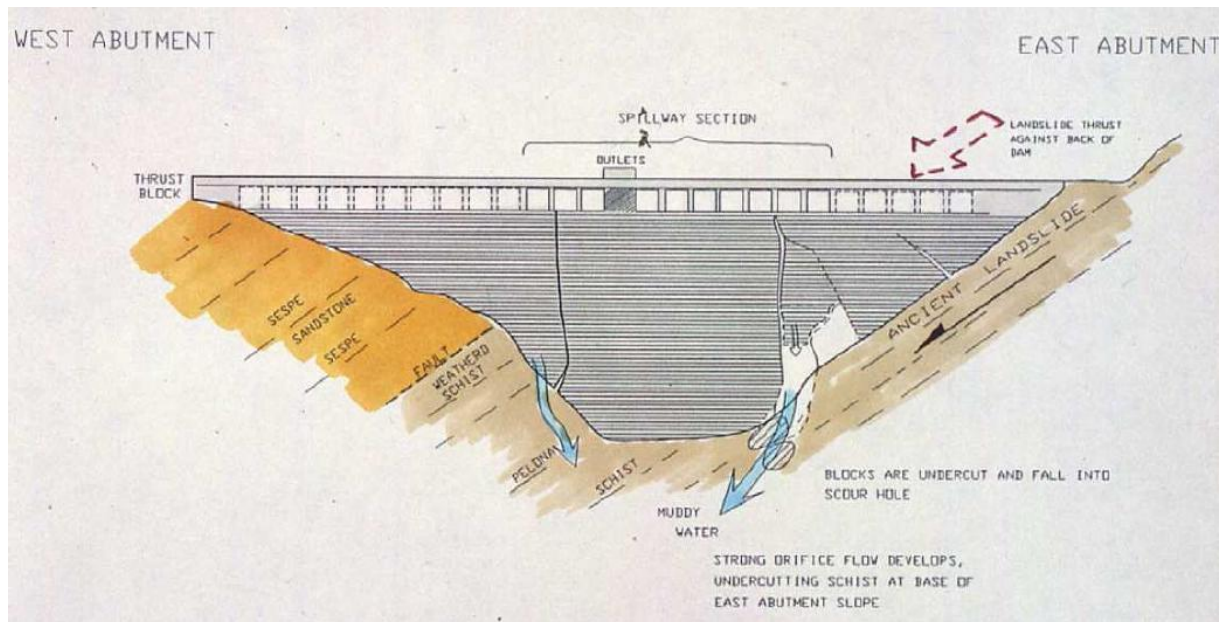


Figure 9-1 : Saint-Francis - Contexte géologique du glissement rive gauche (**J. David Rogers et al**)

5. Barrage de Camara (Brésil, 17/06/2004)

Le barrage de Camara est un barrage poids de hauteur 50 m, en BCR peu dosé (spécifié à 80 kg/m³). Le BCR est complété par un masque amont en BCV, d'épaisseur très variable, et quasi-nulle par endroits. Le rocher de fondation est schisteux en rive gauche et granitique en vallée ; il a été traité par un voile d'étanchéité monolinéaire et un plan de forages de drainage. (**Berbosa et al, 2004 ; Milton Assis Kanji, 2004**). Le barrage s'est rompu au premier remplissage, pour une cote de retenue 11 m sous la crête. Les causes de la rupture sont décrites comme suit :

- essentiellement, un plan de glissement géologique en rive gauche, insuffisamment exploré et traité. Ce plan de glissement a conduit à une situation défavorable, à la fois topographique et géologique.
- accessoirement, une qualité de réalisation insuffisante et la présence d'une galerie de visite de dimensions conséquentes par rapport à la section du barrage.

Les figures ci-dessous illustrent la surface de glissement, située 10 m sous le terrain naturel et 4 m sous la cote d'excavation en rive. Cette surface est pratiquement plane, parallèle à la rive ; le plan de glissement présente très peu d'aspérités.



Figure 10-1 : La surface de glissement rive droite (Berbosa et al, 2004)

Lors de la mise en eau, des cartésianismes significatifs se sont développés sur cette rive. La galerie a été inondée ; plusieurs drains ont été qualifiés de « ne fonctionnant pas ».

Le schéma ci-dessous est un profil en long de la rive gauche, où figurent notamment la surface de rupture (en rouge) et le profil des excavations. Notons deux traits topographiques défavorables : l'escarpement en pied de rive, et la fondation sur une surface très inclinée.

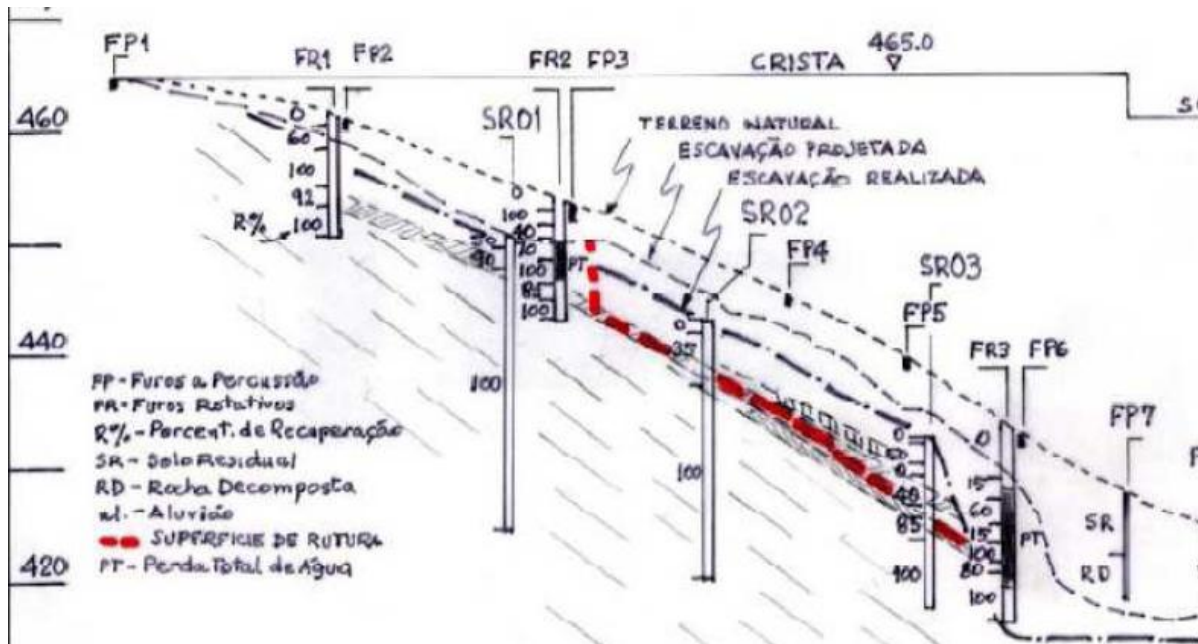


Figure 11-1 : Profil des excavations rive gauche (Milton Assis Kanji, 2004).

Sur une bonne partie de la rive gauche, la surface de rupture dans le corps du barrage coïncide avec la galerie de visite. En particulier à l'amorce du volume emporté côté vallée. La galerie a pu provoquer des faiblesses mécaniques (plans de fissures verticaux amonts-avals à ses extrémités, traction en face amont du barrage) ; il est également possible que, pour des raisons constructives, le BCR soit moins bon à l'accostage sur la galerie).

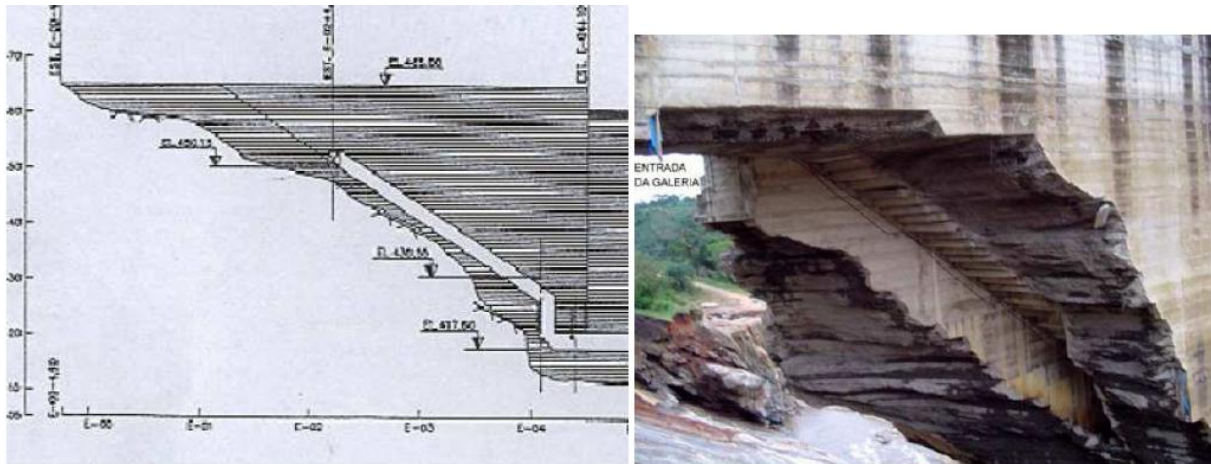


Figure 12-1 : Situation de la galerie rive gauche (Milton Assis Kanji, 2004).

6. Barrage de Zerbino (Italie, 1935)

Le barrage de Zerbino était composé de deux structures : l'ouvrage principal (hauteur 47 m) et le barrage de col (hauteur 14 m). C'est le barrage de col qui a cédé.

La rupture s'est produite à l'occasion d'une crue exceptionnelle (plus de 4 fois la crue de dimensionnement), qui a submergé les deux barrages. La retenue a commencé à surverser par la crête à 12h30 (cote 324,50), a atteint la cote 326,67m à 13h15 ; la rupture du barrage secondaire est intervenue à 13h30, avec près de 3 m de lame déversante. Le barrage principal a tenu. (Vittorio Bonaria et al, 2011).

Les crues suivantes ont continué à approfondir le sillon du col secondaire, jusqu'à la configuration actuelle, où le lit y est descendu de 40-45 m.

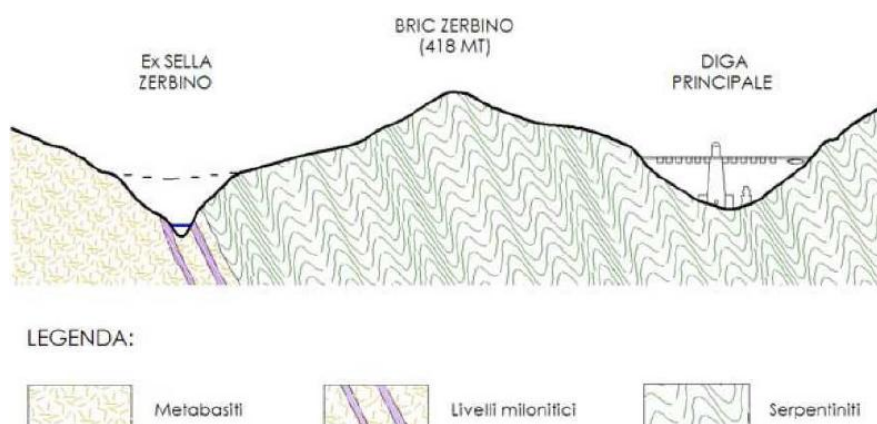


Figure 13-1 : Contexte géologique des deux barrages

Il semblerait que la cause mécanique de la rupture soit l'affouillement au pied avalé du barrage secondaire. La présence de niveaux de mylonites dans le rocher du type « metabasite » (ferromagnésien recristallisé) a rendu le rocher érodable.

➤ *Commentaire :*

D'après ces cas de rupture de barrages en poids, plusieurs situations caractéristiques sont identifiées (**Luc Deroo et al, 2011**) :

- la géologie est la première cause. Plusieurs ruptures proviennent d'un contexte géologique inadéquat, parfois mal interprété à la conception. Le retour d'expérience met, en outre, l'accent sur une situation géologique particulière : les alternances de bancs subhorizontaux de grès et marnes (ou grès et argile) ; ; - les barrages anciens (maçonnerie, béton) sont à risque si le matériau du barrage est de qualité médiocre et si le barrage est mal drainé. Une circonstance aggravante est intervenue dans pratiquement toutes les ruptures recensées : la fissuration verticale dans le sens amont- aval, qui fait perdre le monolithisme du barrage. Il semble qu'il faille accorder une attention particulière aux barrages maçonnés si leur résistance repose beaucoup sur les performances d'un parement amont mince : le vieillissement ou la fissuration de ce parement peut amener soudainement à la rupture ; - les plots de rive des barrages-poids sont, sous certaines conditions, nettement moins sûrs que les plots de vallée. Ces conditions sont les suivantes : (1) la construction ou la géologie conduite à former des surfaces de glissement inclinées vers la vallée et (2) le barrage, par fissuration ou fractionnement entre plots, n'est pas une structure monolithique.

Conclusion

Les statistiques montrent que la probabilité de rupture des barrages de tous types diminue, mais un risque résiduel (de rupture) persiste. La gestion et la minimisation de ce risque que les populations connaissent mieux mais acceptent mal, sont dorénavant une obligation, dont une partie importante incombe aux propriétaires d'ouvrages. **(Marche C, 2004).**

La sûreté des barrages est le résultat d'une démarche technique aussi exigeant que leur conception, leur construction ou leur exploitation, et on ne peut l'en dissocier. Accroître cette sûreté est un objectif ambitieux puisque le nombre de barrages augmente et, par conséquent, les niveaux des conséquences de leur rupture aussi. Il est pourtant nécessaire de l'atteindre parce que des vies sont en jeu. En outre, on perçoit clairement le danger que constituent les barrages comme un facteur négatif s'ajoutant aux nuisances souvent invoquées : pertes habitats, suppression de rapides, modification de cycle naturel des rivières, altération de la qualité des eaux, brouillards. On constate que le diagnostic de tous les ouvrages, particulièrement importants tels que les barrages, doivent être établis périodiquement.

PARTIE I

Chapitre 2.

Analyse de Risque des Barrages

Introduction

Les risques naturels ou technologiques sont devenus le lot de notre vie quotidienne. Il ne se passe plus guère de jours sans l'annonce d'un accident menaçant des vies humaines ou notre environnement tel que les inondations à Bab El oued et à Ain Essafra, (**Malika BOUHLALI, 2006**) tremblements de terre de Boumerdes (2003). Ainsi, avec le développement technique, économique et social du XIXe et du XXe siècle, le risque a envahi notre quotidien avec son lot de catastrophes et occupe aujourd'hui une place sans précédent dans la décision publique. La cartographie de l'aléa en intensité et en fréquence permet d'envisager une analyse fine et spatialisée du risque d'inondation.

Par ailleurs, dans la gestion du risque d'inondation à cause de rupture de barrage, il est possible de distinguer la prévention, la prévision et la gestion de crise. La prévention, hors contexte de crise, est basée la compréhension des phénomènes physiques. Elle vise à caractériser l'aléa et la vulnérabilité le plus finement possible pour protéger l'existant, informer les populations et limiter l'implantation des biens et des personnes dans les zones fortement exposées, sans contrainte de temps majeure sur la durée des études mise en œuvre, contrairement à la prévention, la prévision et la gestion de crise correspondent à des actions en état d'urgence. La prévision vise à anticiper la survenue d'une inondation et ses conséquences. La gestion de crise rassemble l'ensemble des moyens mis en oeuvre pour protéger, informer, et secourir les populations. Elles nécessitent des outils opérationnels pour des décisions rapides. (**Renaud Hostache,2006**)

2.1 Définition du risque l'Alea et Vulnérabilité

Il est très difficile de trouver une définition générale. Néanmoins, on pourrait dire que le risque est la chance qu'un ou plusieurs évènements indésirables auront lieu ainsi que les conséquences afférentes à toutes ses alternatives possibles. Un facteur de risque est un élément déclencheur d'une perte, un événement ou une situation qui cause l'occurrence d'une perte. Le facteur de risque constitue donc l'origine d'un risque ou d'un ensemble de risques, plusieurs autres définitions ont été avancées :

Villeumeur, 1988, citée par (**Peyras. L et al, 2004**): «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».

Guide ISO/CEI 51, 1999, cité. (INER, 2003): Le risque est la combinaison de la probabilité d'un dommage et de sa gravité.

Les expressions suivantes pour définir le risque, sont souvent rencontrées :

$$\text{Risque} = \text{Fréquence}(F) \cdot \text{Conséquence}(C)$$

Dans certains domaines opérationnels, le risque est estimé par :

$$\text{Risque} = \text{Sévérité}(S) \cdot \text{probabilité}(P) \cdot \text{Exposition}(E)$$

Dans ce cas, si la probabilité (P) et l'exposition (E) définissent la composant de fréquence.

- Dans le domaine industriel

$$\text{Risque} = \text{Probabilité} \times \text{Gravité}$$

- Pour les risques naturels :

$$\text{Risque} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité}$$

Dans l'évaluation des risques naturels, l'aléa intègre deux aspects différents:

- La probabilité d'occurrence du phénomène et son intensité. A titre d'exemple, on parlera d'aléa fort pour un mouvement de terrain mobilisant une très grande masse même si la probabilité d'occurrence de ce mouvement est assez faible. Par contre, l'aléa sera relativement faible, pour une même probabilité d'occurrence s'il correspond à une faible masse mise en mouvement. Si à chaque niveau d'intensité de l'aléa, on peut associer une probabilité, on pourra envisager une estimation (la plus vraisemblable) de l'aléa sous la forme d'un calcul d'espérance mathématique.
- La vulnérabilité, si on la définit comme « le niveau des dommages prévisibles engendrés par le phénomène considéré » (MATE, 1999), cité par, elle traduit directement la gravité des conséquences potentielles du phénomène. Il s'agit alors d'une gravité stricte, qu'on peut envisager d'estimer pour chaque phénomène donné, d'intensité donnée.

Aléa c'est un mot d'origine latine qui signifie "coup de dé", Gendreau (1999) définit simplement comme « une menace caractérisée par des propriétés physiques et une probabilité d'occurrence ». (Henry. J-B, 2004).

Pour la vulnérabilité, il est difficile d'aboutir à une définition générale de la vulnérabilité provient des multiples facteurs qui entrent en jeu: les dimensions économiques, sociales, matérielles...etc. Elle est cependant susceptible d'intégrer ses différentes dimensions, implicitement ou explicitement, la vulnérabilité exprime le degré de dommage d'un enjeu soumis à un aléa d'intensité et d'occurrence donnée (Ancy, 2005).

La vulnérabilité exprime l'importance des dommages potentiellement subits par des enjeux soumis à un aléa d'intensité donnée. La notion d'enjeu intègre les personnes, les biens et les activités susceptibles d'être affectés par l'aléa.

Les conséquences de l'aléa sur des enjeux peuvent être bénéfiques (recharge de nappes phréatiques, alimentation des terres agricoles en limon...) ou néfastes (destruction d'habitat, mort de personnes, coupures de voies de communication...).

La notion de vulnérabilité concerne les conséquences néfastes, c'est à dire les dommages. Ces derniers peuvent être de plusieurs natures (**Torterot, 1993**) :

- pertes en vies humaines et effets sur la santé des personnes,
- dégâts matériels,
- impacts liés aux difficultés de fonctionnement, d'échange, et de communication (qualifiés d'impacts indirects).

Par exemple, une vulnérabilité maximale, pour un aléa d'intensité I, signifie la ruine de l'aménagement ou la mort des personnes concernées si une crue d'intensité supérieure ou égale à I se produit (**Ancey, 2005**) ce qui implique que la vulnérabilité est étroitement liée à l'intensité du phénomène.

L'évaluation des dommages occasionnés par une inondation est particulièrement complexe (**Manche, 2000**) car ils peuvent être directs ou indirects. Les impacts indirects sont les plus délicats à appréhender et chiffrer car ils dépendent de la sensibilité des secteurs touchés et sont parfois intangibles, c'est-à-dire qu'il n'existe pas d'unité de mesure, en particulier monétaire, permettant de les comparer et de les classer. Pour contourner ce problème, on suppose fréquemment que dommages indirects et tangibles directs sont proportionnels, de sorte que l'évaluation des dommages tangibles directs soit suffisante.

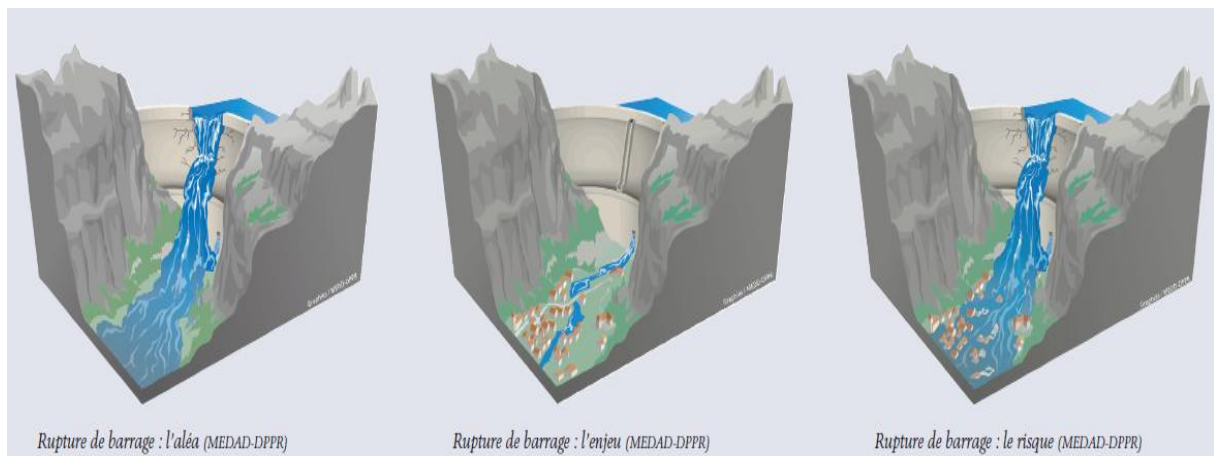


Figure1-2 : Représentation le risque, l'enjeu et l'aléa dans le cas de rupture de barrage
(DRMAHP)

➤ *Croisement aléa et vulnérabilité*

L'aléa est un phénomène naturel. Pour le risque de barrage il s'agit des ruptures de la digue. L'aléa est décrit en fréquence pour caractériser sa récurrence : plus l'aléa est récurrent, plus il est fort. En parallèle, on s'intéresse à la vulnérabilité de l'occupation des sols face à l'aléa. La vulnérabilité dépend du type d'aléa considéré. Dans le cas du risque de rupture du barrage, on s'intéresse à la vulnérabilité des biens et des personnes face à l'onde de submersion. Lorsque l'aléa est inacceptable au regard de la vulnérabilité, il y a un risque potentiel : c'est le risque d'inondation (**GILARD, 1998a**) (*Fig. : 1-2*).

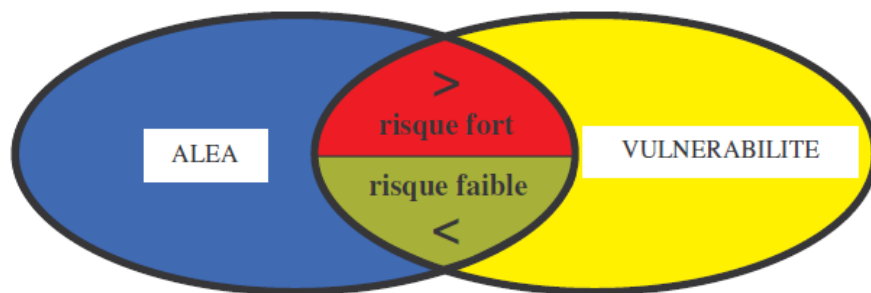


Figure 2-2 : Définition du risque par comparaison de l'aléa et de la vulnérabilité

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

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

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

2.2 Méthodes d'analyse du risque

On distingue les approches qualitatives, dont nous avons présenté le fondement ci-dessus, des approches quantitatives. Ces dernières ont pour objectif de fournir une estimation économique des dommages potentiels. L'approche semi-quantitative est une étape intermédiaire de l'approche quantitative

2.2.1 Approche qualitative

L'approche qualitative la plus simple, et la plus utilisée, consiste à comparer point par point le niveau d'aléa et le la vulnérabilité. La grille d'analyse est obtenue en croisant deux niveaux d'aléa et deux niveaux de vulnérabilité. On peut définir deux niveaux de risque : faible et fort

Tableau 1-2: Grille simple d'analyse du risque

	Vulnérabilité faible	Vulnérabilité forte
Aléa faible	Risque faible	Risque faible
Aléa fort	Risque faible	Risque fort

Cette approche peut être suffisante pour proposer aux acteurs une vision synthétique de la situation dans laquelle se trouve leur territoire. Il reste cependant à définir ce qu'on entend par aléa fort et vulnérabilité forte. C'est principalement sur ce point que porteront les discussions. La concertation des acteurs autour des objectifs de protection est une phase très importante pour l'analyse du risque (**GILARD et GENDREAU, 1998b**).

2.2.2 Approche quantitative

D'un point de vue économique, la détermination de l'objectif de protection devrait passer par une analyse coût / bénéfice de la protection contre les inondations. Ainsi, certaines études visent à déterminer le coût moyen annuel (CMA) des inondations pour un tronçon de cours d'eau. Le calcul du coût moyen annuel peut être réalisé à partir du coût de l'inondation C par la formule suivante (F est la fréquence) (**TORTEROTOT, 1993**) :

$$CMA = \int_0^1 C(F).dF$$

Le coût potentiel des dommages dus aux inondations est très difficile à établir car les impacts sont variés (**TORTEROTOT, 1993**). On distingue deux types de dommages :

_ Les dommages intangibles sont ceux auxquels on ne peut pas attribuer de valeur économique. Par exemple les pertes de vies humaines, le traumatisme psychologique des victimes, la perte d'objets irremplaçables...

_ Les dommages tangibles peuvent faire l'objet d'une estimation économique. On peut leur affecter une valeur monétaire : les dommages au bâti, aux véhicules, aux infrastructures...

L'approche quantitative du risque d'inondation porte sur les dommages tangibles, parmi lesquels on peut distinguer deux catégories :

_ Les dommages directs qui sont liés à l'inondation du bien : dommages au bâti, aux appareils électriques, aux véhicules, aux chaussées...

_ Les dommages indirects qui sont liés à l'impact de l'inondation à moyen terme : pertes d'exploitation, perte de valeur du bâti...etc.

L'estimation de ces dommages est délicate, car elle dépend de nombreux facteurs comme la hauteur d'eau de l'inondation, la durée de la crue...etc.

2.2.3 Approche semi-quantitative

Lorsqu'on cherche à estimer quantitativement les dommages dus aux inondations, on est amené à recenser les biens exposés aux crues. Cette première étape de l'approche quantitative est intéressante, car elle comporte moins d'incertitude que le calcul du coût des dommages. On s'intéresse simplement au nombre de foyer touché ou à la superficie de zones industrielles et commerciales inondées.

Les différentes méthodes d'évaluation du risque d'inondation ont toutes leur raison d'être. Elles apportent une aide à la décision pour la mise en œuvre de mesures permettant de diminuer le risque. La mise au point d'une grille d'analyse du risque est incontournable pour proposer un diagnostic intégré et concerté du risque (**Nicolas Kreis, 2004**).

2.3 Le risque de rupture d'ouvrages

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

La sécurité d'un ouvrage d'accumulation peut être garantie de la meilleure manière, si elle repose sur trois piliers :

- (1) la sécurité structurale (dimensions appropriées),
- (2) la surveillance et l'entretien (contrôles systématiques),
- (3) le plan en cas d'urgence (préparation adéquate aux cas d'urgence).

La sécurité structurale concerne la conception et la réalisation de l'ouvrage d'accumulation. L'exécution des divers contrôles relatifs à l'état et au comportement de l'ouvrage de retenue, la réalisation d'essais et de contrôles des installations techniques, l'élaboration de consignes d'exploitation et de surveillance, ainsi que l'examen de la sécurité relèvent de la surveillance. Par ailleurs, l'entretien de l'ouvrage et des installations techniques (équipement hydro-mécanique, électrique, dispositif d'auscultation, etc.) est de première importance.

Enfin, les dispositions pour le cas où l'exploitation sûre de l'ouvrage ne serait plus garantie du fait d'un comportement anormal, à la suite d'événements naturels (crue, tremblement de terre), de menaces d'éboulement de masse de roches, de terre ou de glace dans la retenue, d'actes de sabotage ou de faits de guerre, font partie du plan en cas d'urgence. Il comprend un système d'alarme pour avertir les autorités et alerter la population. Il prévoit, le cas échéant, l'évacuation de la population de la région susceptible d'être submergée.

Le classement a une importance pour l'exploitation de l'ouvrage (surveillance et auscultation, visite technique, dossier d'ouvrage, etc.). En particulier, le choix de la période de retour de la crue de projet pour les barrages en remblai dépend de la classe de l'ouvrage et du risque encouru.

Tableau 2-2 : Classes de barrage de retenue en France en fonction de la hauteur H (Peyras & Mériaux, 2009).

Classe	Caractéristiques géométrique (V : volume (million m^3))
A	$H \geq 20m$
B	Ouvrage non classé en A, et pour lequel $H^2\sqrt{V} \geq 200$ et $H \geq 10m$
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H^2\sqrt{V} \geq 20$ et $H \geq 5m$
D	Ouvrage non classé en A ,B ou C et pour lequel $H \geq 2m$

Tableau 3-2 : Période de retour minimale de la crue de projet des barrages en remblai en fonction de la classe, de la hauteur H (Peyras & Mériaux, 2009).

Classe	Absence d'enjeu	Présence d'enjeu
A	T = 10 000 ans	T = 10 000 ans
B	T = 5000 ans	T = 10 000 ans
C	T = 1000 ans	T = 5000 ans
D avec $H^2V^{1/2} \geq 5$	T = 500 ans	T = 1000 ans
D avec $H^2V^{1/2} < 5$	T = 100 ans	T = 1000 ans

En pratique, ni les méthodes analytiques, ni les codes de calcul établis pour la rupture de barrage dans le cas des grandes retenues ne sont applicables pour de petites retenues en montagne. À défaut, les chargés d'étude emploient des méthodes très approximatives, voire fantaisistes comme l'utilisation de formules établies pour des laves torrentielles en régime permanent. Une étude récente menée au Canada sur l'emploi des méthodes dites simplifiées de calcul de l'onde de rupture a ainsi mis en évidence de graves problèmes de dimensionnement (Marche & Oriac, 2005).

2.3.1 Notion de danger particulier

Un danger particulier existe si, en cas de rupture soudaine d'un ouvrage de retenue, au moins une habitation, un lieu de travail, un bâtiment public, un camping public ou une voie de communication très fréquentée est touché. Les critères se basent sur la hauteur d'eau, ainsi que sur le produit de la hauteur d'eau par la vitesse d'écoulement de l'onde de submersion lorsqu'un des éléments décrits plus haut est concerné.

L'intensité du danger particulier caractérisée par la hauteur, ainsi que le produit de la hauteur par la vitesse de l'onde de submersion. Des valeurs-seuil limitent les plages de quatre classes selon que le danger particulier est considéré comme faible, modéré, moyen et élevé. (**Richtlinien des BWG, 2002**) (Tab :4-2 et Fig :3-2).

Tableau 4-2: 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 $h > 2$ ou $q > 2m^2/s$	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.	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.
danger moyen $2 \geq h > 1m$ Ou $2 \geq q > 1m^2/s$	Les personnes à l'extérieur et dans les véhicules sont menacées. La retraite vers les étages supérieurs des bâtiments est la plupart du temps possible. Des bâtiments, selon leur mode de construction, peuvent subir des dégâts.	L'ouvrage d'accumulation est 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.
danger modéré $1 \geq h > 0.5m$ Ou $1 \geq q > 0.5m^2/s$	Les personnes à l'extérieur et dans les véhicules sont menacées. La retraite vers les étages supérieurs des bâtiments est la plupart du temps possible. Des bâtiments, selon leur mode de construction, peuvent subir des dégâts.	L'ouvrage d'accumulation est assujetti si une place de camping publique ou si une route très fréquentée est touchée.
danger faible $h \leq 0.5m$ ou $q \leq 0.5m^2/s$	Les personnes ne sont pratiquement pas menacées tant à l'extérieur qu'à l'intérieur des bâtiments.	L'ouvrage d'accumulation n'est pas assujetti.

Tel que : v = vitesse d'écoulement [m/s]; h = hauteur d'eau [m]; $v \cdot h$ = intensité de submersion [m²/s]

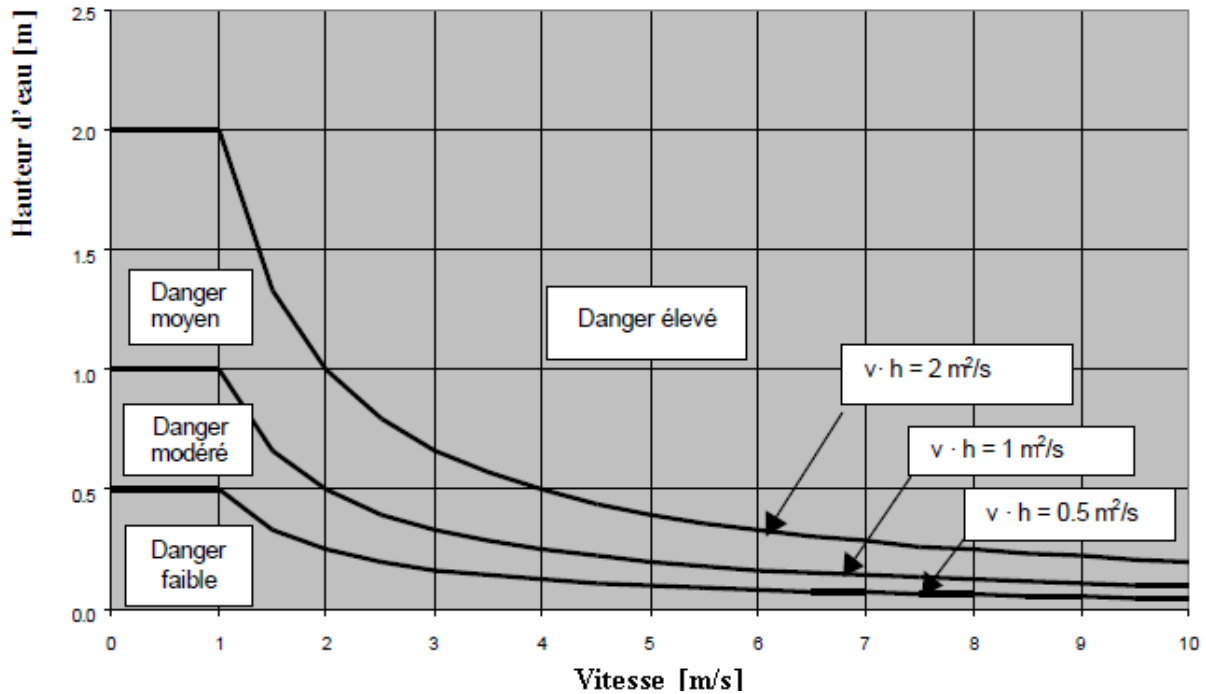


Figure 3-2 : Définition des plages de dangers en fonction des intensités de submersion
(Richtlinien des BWG, 2002)

2.3.2 Diagnostic et l'analyse de risques des barrages

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

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

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

- Pour des études précises, la modélisation physique permet l'analyse de la stabilité d'un ouvrage et de son comportement.
 - L'approche statistique est réservée au traitement des données d'auscultation, qui est le seul domaine des barrages où les informations disponibles sont abondantes.
 - Enfin, l'approche par modélisation fonctionnelle a été mise en œuvre récemment sur quelques études de sûreté de fonctionnement de grands ouvrages. Il s'agit d'une approche systémique, qui permet de déterminer les risques les plus importants et de hiérarchiser les actions de maintenance sur un ouvrage ou au sein d'un parc.
- Toutefois, elle relève encore du domaine de la recherche et de développement.

La figure (4-2) synthétise les différentes approches du diagnostic et de l'analyse de risques pratiquées dans le domaine des barrages.

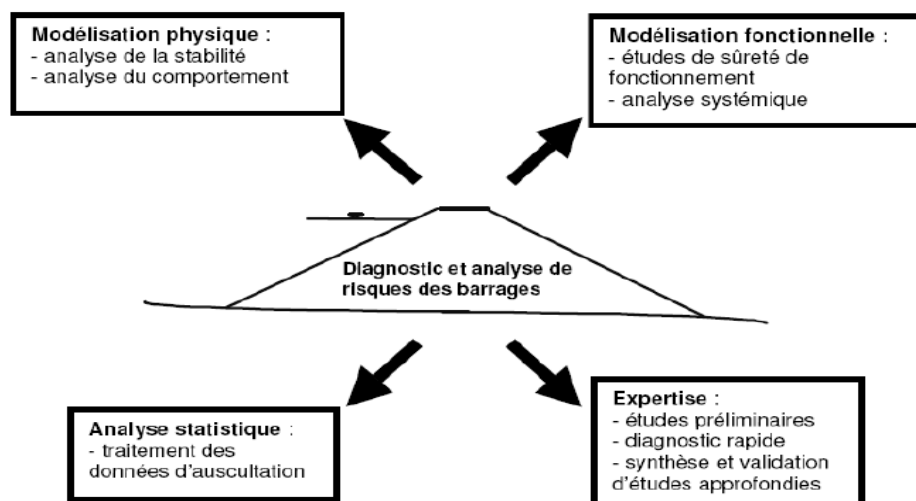


Figure 4-2: Les approches du diagnostic et de l'analyse de risques dans le domaine des barrages (Leyras L, 2002)

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

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

- L'analyse des modes de défaillance et e la criticité, une technique inductive de recherche de défaillances potentielles d'un ouvrage qui requiert l'analyse fonctionnelle du système, a

recherché des modes des défaillances, de leurs causes, de leurs conséquences puis l'évaluation de la possibilité et de la gravité de chacune.

- La méthode des arbres d'événement, qui permet de propager dans le système barrage tous les effets possibles des événements reconnus déclencheurs (une crue par exemple) jusqu' à la rupture. On dit aussi méthode des Arabes de conséquences.
- Méthode des arbres de causes ou de défaillance, procédant à l'inverse de la méthode des arbres d'événements en partant de la rupture et en tentant de remonter progressivement jusqu'aux causes possibles par tous les chemins possibles.

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

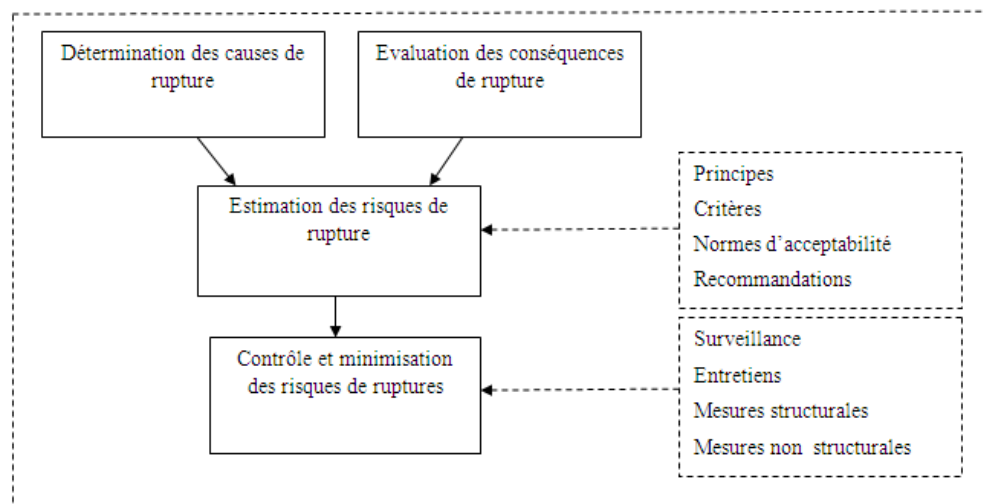


Figure 5-2 : La gestion du risque de rupture des barrages

La troisième étape demande de regrouper, selon la définition adoptée, les aléas et les enjeux de chaque scénario afin de constituer les composantes du risque de rupture de barrage. L'image du danger global de rupture provient d'un regroupement des estimateurs par scénario dans toutes les dimensions retenues pour le risque : pour la vie, économique, environnemental, etc. Elle permet de savoir quelles situations ou quels éléments contribuent le plus à chaque risque de rupture et de définir les situations à risques.

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

Enfin la cinquième vise le contrôle de risque de rupture et de la gestion efficace de la sécurité des barrages. Elle consiste à tirer de l'appréciation de risque et les conclusions. (Marche C, 2004)

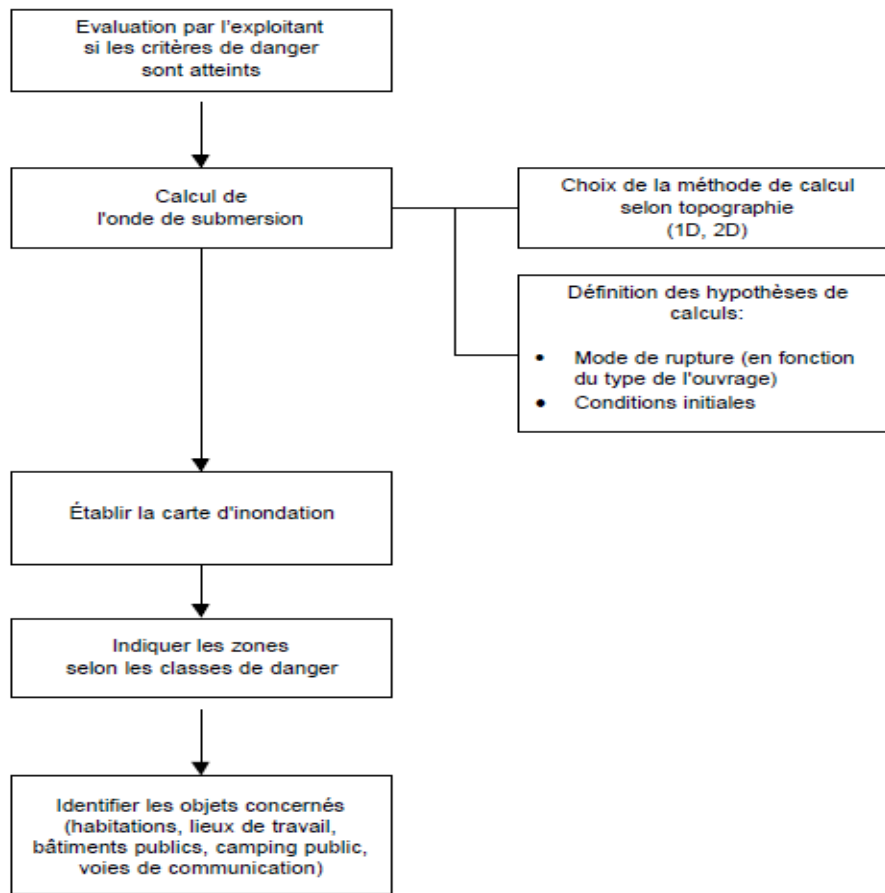


Figure 6-2: Schéma de la démarche de l'évaluation des critères de danger particulier

2.4 Maitrise du risque

2.4.1 La surveillance du barrage

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

a) *Inspection visuelle*

- Visites systématiques et formalisées (périodicité hebdomadaire à mensuelle selon les cas).
- Inspection visuelle si possible en crue et systématiquement post-crue
- Visites techniques : examen visuel approfondi du barrage et de ses abords, une fois par an avec un ingénieur spécialiste.

b) *Auscultation*

L'auscultation des barrages regroupe tous les dispositifs permettant de mesurer des grandeurs physiques susceptibles d'évoluer dans la vie du barrage, de façon à mettre en évidence son comportement et les phénomènes évolutifs significatifs de son vieillissement. Ainsi on mesure des déplacements, des déformations, des contraintes, des pressions, des débits... etc.

c) *Essais périodiques*

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

2.4.2 Sécurité des populations

Etant donné, l'importance des pertes en vies humaines et matérielles qui résultent d'une rupture d'un barrage, la mise sur pied d'un plan d'évacuation de la zone inondée est nécessaire afin de diminuer les conséquences d'un tel accident. Ce plan d'évacuation consiste en :

- La détermination des caractéristiques physiques de la région située en aval du barrage du point de vue topographique, géologique et utilisation du territoire.

- Etablissement d'un modèle physique ou mathématique de rupture conduisant à la préparation de carte de submersion.

La superposition de cartes montrant d'une part les limites de la submersion et d'autre part la répartition de la population permet de situer très clairement les zones critiques dans les régions fortement habitées.

2.4.3 Information et plan d'alerte

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

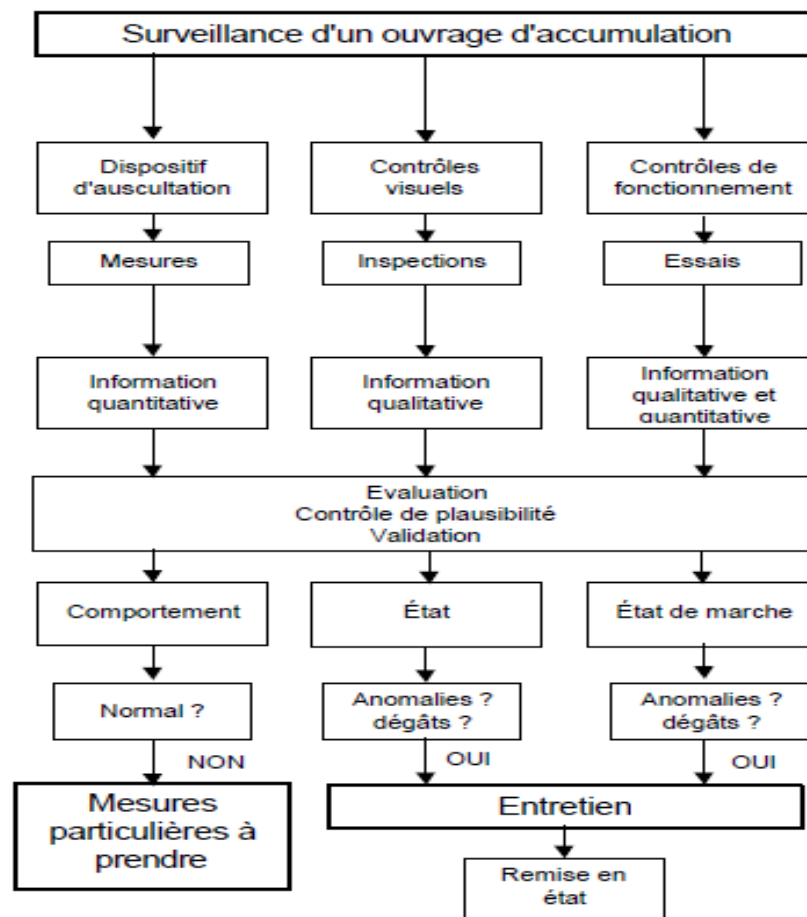


Figure 7-2 : Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien

Conclusion

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

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. Avant de réaliser l'étude de l'impact de rupture de barrage Hammam Grouz sur les constructions en aval, le chapitre trois, donnée un aperçu général sur la situation des barrages en Algérie, et la problématique de fuite de ce barrage qui a été vidé totalement en 2003.

PARTIE I

Chapitre 3.

Présentation les barrages en Algérie

Et la zone d'étude

Introduction

L'opposition entre le rythme des apports et celui des usages a incité plusieurs civilisations et communautés à se donner des moyens de gérer l'eau, l'accumulation temporaire d'eau dans des réserves représentées un des outils moyen permettent cette gestion. D'ailleurs, on l'a pratiqué depuis l'Antiquité et sur tous les continents. Le plus souvent, on coupe certains cours d'eau on construit des réservoirs artificiels ou on rehausse les lacs naturels, afin d'accumuler d'importantes réserves d'eau capable de satisfaire aux diverses utilisations, même en période d'étiage ou de sécheresse, cependant, l'existence même de ces réserves n'est pas sans conséquences climatique et sociale, les sociétés n'admettent leur présence que lorsqu'elles estiment qu'il s'agit d'un compromis bénéfique de façon générale pour la communauté. Les barrages en Algérie considèrent comme petits, les ouvrages ayant une capacité inférieure à 10 millions de m³ ; au-delà, ils sont classés dans la catégorie des grands barrages. Partant de là, seuls deux barrages –Meurad et Foum el Gueiss- sont de petits barrages. Tous les autres – au nombre de 58- sont classés dans la catégorie des grands barrages. 24 d'entre eux ont une capacité égale ou supérieure à 100 millions de m³, et seuls 9 dépassent les 200 millions de m³.

3.1 Historique des barrages en Algérie

3.1.1 La période coloniale

Les premiers ouvrages remontent aux 19^e siècles où quelques barrages de petite taille ont été réalisés dans la partie occidentale du pays. Ces réalisations n'ont pas du tout concerné l'Est algérien. Les premiers barrages construits dans cette région le furent au milieu du 20^e siècles : Foum 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 (TOUATI Bouzid, 2010) :

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

Tableau 1-3: 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 : 2-3). 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 2-3: Les barrages algériens de seconde génération (Source : JJ. PERENNES, corrigé)

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
Foug 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

3.1.2 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, Djorf Torba en 1969, Sidi Mohamed Ben Aouda en 1970) mais qui ont porté la capacité de stockage de 910 à 1.660 hm³. Or, pendant cette période, l'héritage de l'époque coloniale n'a fait que se dégrader. En effet, l'envasement, à lui seul, faisait perdre, annuellement, à ces barrages 2 à 3 % de leur capacité utile. Il fallait donc, afin de préserver ce potentiel, soit surélevé l'ouvrage (Zardezas en 1974, Ksob en 1977), soit procédé à leur dévasement, opération excessivement onéreuse et, qui plus est, immobilise le barrage durant les travaux, ce qui n'est pas sans préjudice pour les utilisateurs, soit enfin les reconstruire entièrement (Fergoug et Cheurfas).

3.1.3 La période entre 1980-1999

À 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 de stockage 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.

3.1.4 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 3-3 : 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 (DUGOT, 2002). Ainsi, 75% des barrages mondiaux sont situés dans quatre (4) pays.

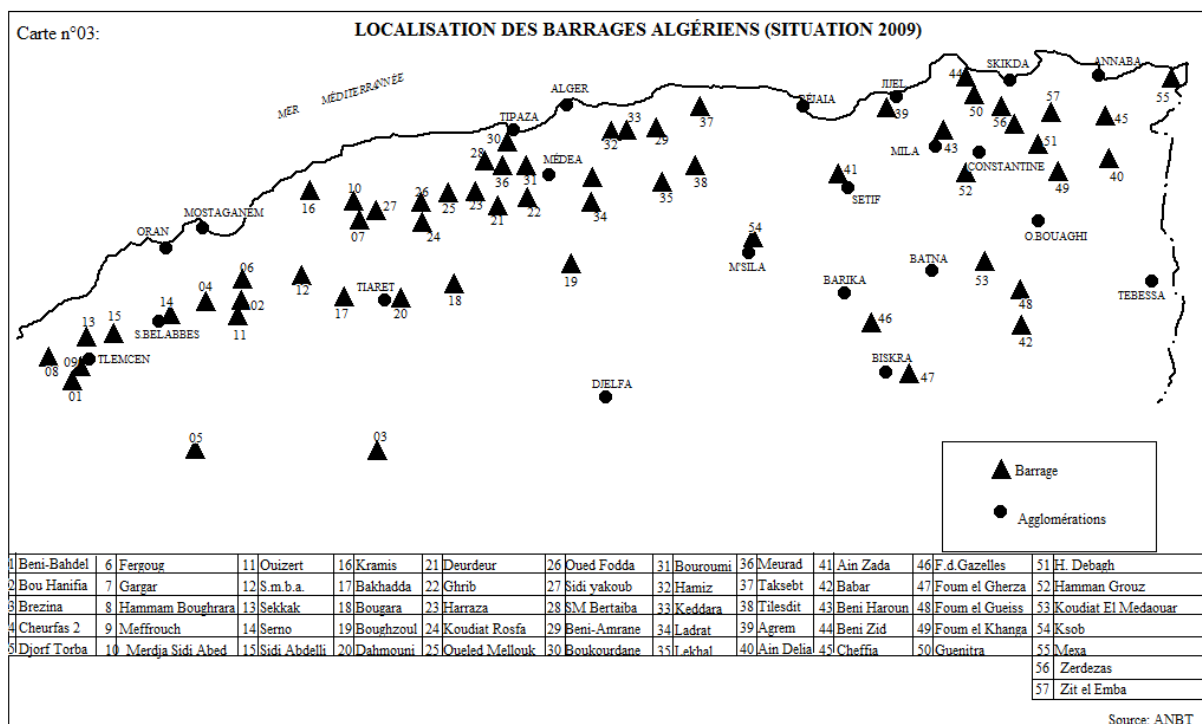


Figure 1-3 : Localisation des barrages en Algérie

Tableau 4-3: Importance des barrages algériens en termes de capacité initiale (situation au 1^o 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

3.2 Les ruptures des barrages en Algérie

1. Barrage Fergoug

La rupture de barrage Fergoug, montre que les premiers barrages Algériens ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de 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.

Tableau 5-3: Les caractéristiques principales du barrage Fergoug (CTPB ,1998)

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	30 hm ³
Le débit de crue	400-500 m ³ /s
La hauteur de barrage	32

1.1 La rupture en 1881

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

Le 15 décembre 1881 : une crue de 850 m³/s emporta 125 mètres du barrage sur la rive droite. 250 personnes furent noyées, ponts, et maisons emportées par les flots déchaînés. La reconstruction du barrage dura deux années, de 1883 à 1885, avec modification du profil et coûta 1300000 frs (CTPB ,1998).

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 27 m.

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 quarts d'heure après l'annonce de la rupture du barrage, 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 les wagons sont soulevés, renversés, transportés jusque dans les rues de la ville. Les routes sont 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 se sont effondrées sous le choc et la poussée de cette force naturelle que l'on avait essayé de maîtriser. Dans les rues, la hauteur des eaux boueuses atteint deux mètres. 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 quelques noyés dans la plaine.

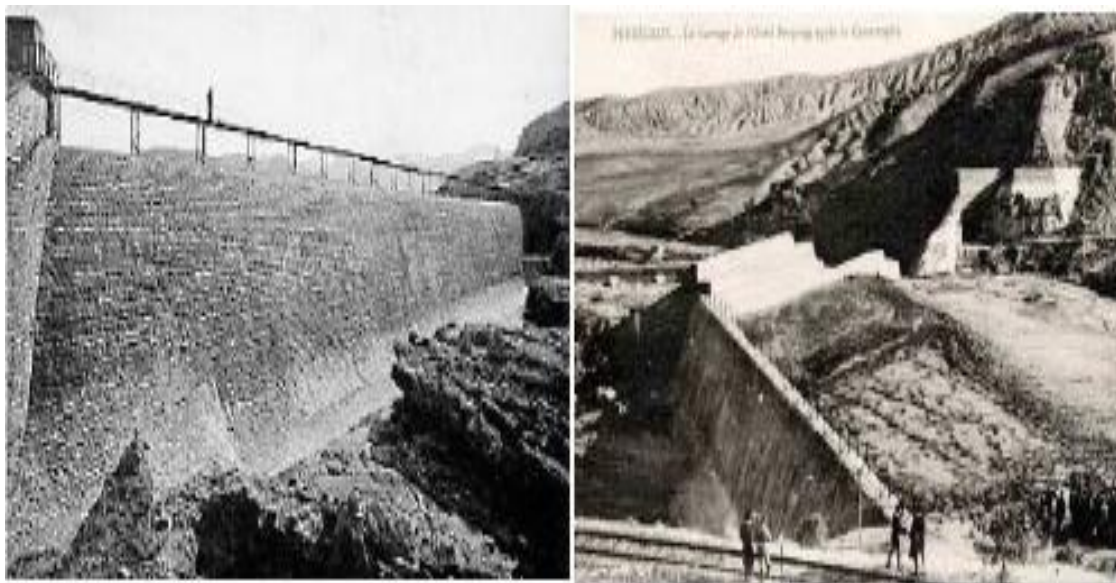


Figure2-3 : Barrage de Fergoug avant et après la rupture de 1927(CTPB ,1998)

2. Barrage de Cheurfas (1885)

Le barrage de Cheurfas est un barrage en maçonnerie de hauteur 35 m environ. En 1885, une crue emporte l'appui rive droite. Le barrage est reconstruit en allant chercher, en rive droite amont, une fondation calcaire de meilleure qualité. (F B de Mas, 1905 ;M. GIGNOUX et al,1955)

Après la rupture du barrage de l'oued Fergoug (vallée voisine) en 1927, le barrage des Cheurfas est révisé (et surélevé). Les travaux ont impliqué : des tirants actifs, des injections en fondation et la régénération des maçonneries (Fig :3-3).



Figure 3-3 : Barrage de Cheurfas, après travaux : nouvel appui RD vers l'amont
(<http://sigoise.free.fr>)

3.3 Description du barrage Hammam Grouz

3.3.1 Géométrie du barrage

Hammam Grouz se trouve près de la marge sud de la chaîne tellienne, une zone dans laquelle il y a eu des mouvements d'intensités variables presque continues depuis la mise en dépôt des roches sédimentaires les plus anciennes visibles sur le site (calcaires crétacés). Des phases variées de deux épisodes majeurs de formation de montagnes ont occasionné des déformations successives des strates anciennes, et ont affecté l'environnement de la sédimentation. En conséquence, il y a des variations rapides latérales et verticales de lithologie des roches, et un changement net de sédimentation marine pendant le crétacé jusqu'aux dépôts lacustres terrestres pendant le tertiaire.

Les calcaires crétacés affleurant au site du barrage plongent obliquement vers l'amont avec une pente modérée (25-30°, ESE/SE). Ils se trouvent sur le flanc sud-est de l'anticlinal du Hammam Grouz, un pli subsidiaire sur la structure anticlinale majeure du Djebel Grouz. Ce dernier est une prolongation vers le sud-ouest, un peu décalée par des failles, du massif calcaire du Frictia- Garnechou, un des trois anticlinaux majeurs tendant vers le NE qui domine la structure géologique locale. Les calcaires crétacés sont recouverts en discordance par des roches sédimentaires plus jeunes, miocènes et pliocènes, qui occupent la cuvette. C'était pour pallier à un besoin crucial en eau potable de la ville de Constantine qu'a été décidé la mobilisation des ressources en eau par la réalisation du barrage Hammam-Grouz, dans la partie amont du bassin du Rhummel. Le site de ce barrage, achevé et réceptionné à la fin des années 1980, se trouve à 1,5 km au sud d'Oued Athmania à 6 km au nord-est de Chelghoum-Laid et à 45 km au sud-ouest de Constantine. Il est situé à l'amont d'une gorge incisée par l'Oued-Rhummel dans les calcaires crétacés qui forment Djebel Grouz.

La RN5 longe cette gorge et traverse la cuvette en rive gauche, le barrage boucle l'Oued- Rhummel à l'entrée de cette concave et crée un réservoir d'environ 5 km de long sur 2,5 km de large et 37 m de hauteur avec une longueur de crête de 300 m. Sa capacité initiale est de 45 millions de m³, quant à la quantité (volume) stockée actuellement elle ne dépasse guère les 15 millions. Le barrage principal est construit en béton-poids à travers l'Oued Rhummel, dans une gorge juste à l'amont de la ville d'Oued Athmania. L'eau devant être stockée dans la retenue est utilisée principalement pour l'alimentation urbaine et éventuellement pour l'irrigation dans le constantinois.

3.3.2 Dimensions du barrage

Le barrage principal situé dans la gorge juste à l'amont de la ville d'oued Athmania est ouvragé en béton poids (65.000 m³) avec un évacuateur de crues et bassin d'amortisseur combiné. La longueur de la crête est de 217m avec une hauteur au-dessus de la fondation de 49.5 m, la cote de la crête étaient à 736.5 m Nga le déversoir s'étale sur environ la moitié des barrages, deux chenaux latéraux inclinés dirigent l'eau déversante vers un bassin d'amortisseur central aval. La capacité de l'évacuateur est de 4150m³/s pour la cote des plus hautes eaux de 736.0 m Nga. (ANB, 2003).

Tableau 6-3 :Caractéristiques principales du barrage Hammam Grouz

Surface de B.V	1130 Km ²
Débit régularisé	500 l/s (15.77 Mm ³ /an)
Crue de projet (déversante)	4150 m ³ /s
Réserve vidangeable	32 Mm ³
Tranche morte	4 Mm ³
Volume totale de la cuvette	45 Mm ³
Fondation du barrage	+ 687.0 m NGA
Retenue normale	+ 727.0 m NGA
Plus Haute Eaux	+ 736.0 m NGA
Crête de barrage	+ 736.5 m NGA
Hauteur du barrage	49.5 M



Figure4-3: La digue de barrage Hammam Grouz

3.3.3 La problématique des fuites d'eau du barrage Hammam-Grouz

Le site du barrage principal se trouve sur les calcaires les plus anciens (cénomaniens). La digue du col en rive droite se trouve sur des argiles miocènes la cuvette consistait en des argiles pliocènes et miocènes avec une couverture généralement mince de dépôts quaternaires.

Peu accidents karstiques importants ont été reconnus à Hammam Grouz ; des dolines (dépression fermée dans la terre indiquant une dissolution de calcaire superficiel ou un

effondrement d'une cavité de dissolution sous-jacente) d'un diamètre jusqu'à 20m se produisent sur la rive droite supérieure, pour la plupart bien au-dessus de la retenue normale et des vestiges d'autres cavités de dissolution effondrée importantes sont mises à nu dans les falaises derrière le Hammam ; une fissure ouverte majeure se produit au-dessous de la retenue normale formant le « siphon » sec à 150m au sud-est de l'oued près de marge sud de l'affleurement calcaire. Cette fracture ouverte s'étend vers l'ouest au-dessous du terrain naturel à partir l'une doline de quelques mètres de diamètre. (ANB, 2003)

La géologie du site du barrage a une relation intimement liée à la circulation de l'eau à travers les fondations et les rives de l'ouvrage. L'étude réalisée par les services hydrauliques au niveau de la zone du barrage d'Hammam-Grouz a montré que les rives de l'ouvrage sont composées essentiellement du calcaire crétacé, tandis que l'assiette du lac du barrage est composée de la roche calcaire près de la digue, surmontée par des alluvions. Plus loin en amont de la digue, on retrouve l'argile miocène surmontée de l'argile pliocène, tous deux surmontés par des alluvions. (A. TOUMI et al, 2006)

Le barrage de hammam Grouz rencontre des difficultés de stockage des eaux provenant de l'oued Rhumel, puisque le débit moyen de fuites d'eau à travers la rive droite avoisine les 50000 mètres cubes par jour (ANB, 2003).



Figure 5-3 : La fuite du barrage sur la rive droit en 2003

L'année hydrologique 2002-2003 est caractérisée par une forte pluviométrie. Le bassin du Rhumel au site du barrage de hammam Grouz a enregistré un excédent pluviométrique de 35% par rapport à la moyenne (370 mm), les écoulements enregistrés ont été considérables et le volume écoulé vers le barrage est d'environ 75 millions de m³. Les crues des grandes importantes se sont produites en décembre et fin du moins du janvier avec un débit maximum instantané de 270m³/s. se remplit, pour la première, depuis sa mise en eau en 1987, à la fin de janvier 2003 avec 44 hm³ (100 %) pour garder un taux de remplissage satisfaisant jusqu'en juillet de la même année. Il se remplira une seconde fois (40 hm³) en avril 2005.

La cote du lac atteint à un niveau supérieur à celui de l'évacuateur principal (727,00 NGA), cette hauteur d'eau du lac a créé une force de pression hydrostatique presque constante et permanente sur les appuis du barrage durant cette période. Ceci a provoqué le 20 mars 2003 des pertes considérables en eau à travers la rive droite. (A. TOUMI et al, 2006)

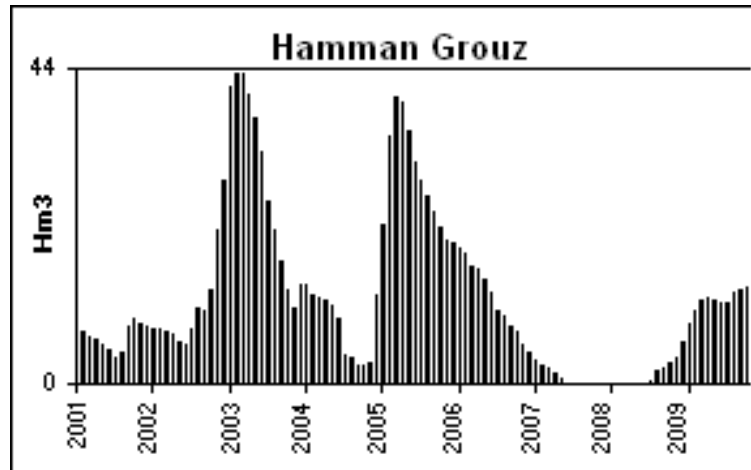


Figure 6-3: Evolution du taux de remplissage de barrage Hamman Grouz

De plus, depuis sa mise en eau en 1987, il n'a pas connu de taux de remplissage satisfaisant. Il a fallu attendre une année pluvieuse exceptionnelle (2002-2003), avec près de 670 mm de précipitations, quand la moyenne interannuelle se situe autour de 390 mm, pour assister à son premier déversement de crue, qui n'a pas été sans causer de problèmes d'étanchéité de la retenue puisque des fuites importantes ont été signalées. En effet, depuis 2004, 450 litres par seconde se perdent à partir du flanc droit de l'ouvrage. D'opéreux travaux de colmatage ont été entrepris pour venir à bout de ce problème, en vain, malgré la mobilisation de grands moyens pour calfeutrer les brèches.

3.4 La protection des ouvrages hydrauliques

Selon le bilan d'activité de l'ANBT (2003) et compte tenu de la situation hydrique appréciable enregistrée durant la saison pluviométrique 2002-2003, d'importants apports en eau ont été emmagasinés dans la plupart des barrages, avec, toutefois, une situation moins favorable pour ceux de l'ouest, alors que ceux de l'est ont été, pour leur majorité, remplis à 100 %. Coïncidence de cet état de fait, l'exploitation des barrages a été marquée par une activité très intense juste au moment où la structure de l'ANBT a été réorganisée et a connu un renforcement de ses différents moyens. C'est ainsi qu'elle a pu réagir efficacement et avec

célérité au séisme survenu le 21 mai 2003 à Boumerdes, où les barrages de la région centre ont été testés dans des conditions exceptionnelles, avec des expertises satisfaisantes quant à leur comportement. A ce titre, et dans le cadre d'un programme d'urgence pour le secteur, il a été retenu une enveloppe financière conséquente pour les opérations d'automatisation du système d'auscultation des barrages en exploitation, pour la réfection des réseaux d'auscultation de dix barrages et pour le traitement des fissures et l'étanchéité des ouvrages en béton.

Aujourd'hui, une nouvelle dynamique semble être de mise. Nonobstant l'effort financier consenti par l'Etat au secteur, celui - ci déploie une véritable bataille pour gagner le défi par, notamment, la maintenance des ouvrages hydrauliques et des équipements. Ainsi de véritables chantiers sont ouverts à travers tout le pays, on peut citer :

- la rénovation des équipements hydromécaniques des barrages de Cheffia, du K'sob, de Merdja Sidi Abed, du Ghrib, de Bakhadda, de Djorf Torba, du Hamiz et du Fergoug ;
- la réhabilitation des piézomètres et drains des barrages de Guenitra et Zardezas ;
- des levés bathymétriques qui ont longtemps fait défaut ;
- des opérations de dévasement ;
- des surélévations de digues ;
- la consolidation de la rive droite du barrage de Hammam Grouz ;
- le renforcement du voile d'injection et de drainage du barrage de Beni Haroun ;
- suite au tremblement de terre de 2003, qui a touché le Centre du pays, des opérations de contrôle de stabilité des ouvrages ainsi que l'élaboration des plans ORSEC des barrages en exploitation ont été lancées.

Conclusion

La présence d'un barrage dans une vallée peut lui accorder une meilleure résistance aux crues naturelles, mais elle engendre une possibilité de crue de rupture qu'il faut réussir à définir dans le cadre de mesures de sécurité et de protection des populations. Le but des études de rupture de barrage est de donner aux personnes et aux organismes responsables de cette sécurité une description aussi fiable que possible de ce qui pourrait se produire sur le territoire si une rupture survenait.

Les opérations de maintenance des ouvrages hydrauliques et des équipements sont primordiales car les séismes peuvent être à l'origine de grosses catastrophes. D'ailleurs, le barrage de Beni Haroun est situé dans une zone fortement marquée par la tectonique en témoignent les multiples séismes qui ont été enregistrés depuis 1780 jusqu'à nos jours et dont les magnitudes variaient entre 4 et 8 degrés sur l'échelle de Richter (**ABIDI et al, 1999**).

PARTIE II

Chapitre 4.

Modélisation hydraulique

Et

Méthode d'étude

Introduction

L'onde de rupture naît à l'ouvrage même ou très près en aval. Elle dépend très étroitement des caractéristiques de l'ouvrage, de sa mode de rupture et des conditions d'apports hydrologiques qui en sont à l'origine. Lorsqu'on traite d'un scénario d'apports normaux, l'onde de rupture se propage comme une crue altérant brutalement le régime permanent de la rivière en aval et comme une onde négative de vidange remontant la retenue. Par ailleurs, dans un scénario d'apports hydrologiques extrêmes, l'onde de rupture se superpose aux écoulements d'une crue naturelle déjà présente. Les ordres de grandeur respectifs du débit de crue et du débit de rupture peuvent affecter significativement l'image même de la rupture et ses conséquences propres. L'objectif est toujours de donner une image réaliste de la rupture potentielle et non d'en prévoir le déroulement réel.

Pourtant le choix des outils strictement nécessaires pour obtenir le résultat souhaité constitue une étape délicate et doit tenir compte des particularités de chaque site et de chaque ouvrage. Les valeurs des paramètres retenus pour définir la brèche et associer à un scénario de rupture ont une incidence importante sur le débit évacué et sur l'inondation engendrée à proximité du barrage. Ces valeurs perdent progressivement de leur importance à mesure que l'onde progresse vers l'aval. Les effets de la forme et de la résistance de la vallée, les zones de stockage temporaires et les débordements vers d'autres bassins laminent le débit maximal local de la crue de rupture. Le volume du réservoir soutient le débit à la brèche et joue de ce fait un rôle majeur dans l'établissement de la laisse d'inondation. On constate que la crue résultante dans la vallée dépend de multiples facteurs et des synergies entre eux (pertes de charge, laminage et débordements,..). Par conséquent, avant de choisir les outils, on doit évaluer comment les simplifications associées à chaque outil risquent d'altérer la fiabilité de la description des événements. La prévision de la propagation de la crue de rupture peut être abordée, et, de multiples manières, depuis les premières formules de régressions jusqu'aux modèles les plus complets. Il est bon de connaître les possibilités et les limites de chaque méthode, même si toutes ne sont pas forcément faciles à mettre en œuvre.

La mise en place d'un modèle hydraulique nécessite en particulier la définition d'une géométrie, de conditions initiales, de conditions aux limites et de paramètres hydrauliques dont en particulier les coefficients de frottement. Pour un modèle hydraulique 1D-casier, la géométrie est définie par une ligne principale d'écoulement (le plus souvent l'axe médian du lit mineur de la rivière (**Roux, 2004**)).

Le rôle des techniques et des moyens de calculs numériques s'avère dorénavant déterminant, et il est naturel d'y recourir dans des situations aussi complexes. Il est donc logique d'aborder le calcul de la propagation de l'onde de rupture en aval de l'ouvrage par ses équations dynamiques complètes sans trop se préoccuper des difficultés de calcul. Cependant, alors qu'une formule simple ne comporte que deux ou trois facteurs et un nombre de données réduit, un modèle numérique multidimensionnel requiert, pour produire des résultats à la hauteur de ses capacités, de nombreux données de qualité. La collecte de ces données peut générer des coûts inconciliables avec les objectifs de l'étude. Nous voulons souligner ici qu'il n'y a pas une bonne approche et un bon outil applicables à toutes les situations.

4.1 Scenario de rupture

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.

4.1.1 Formation des brèches de la rupture

Le déversement incontrôlé des eaux par la crête d'un barrage constitue un processus en trois parties. La première partie concerne l'arrivée d'apports exceptionnels dans la retenue et l'augmentation du niveau de celle-ci. La deuxième partie du processus est l'augmentation des débits transmis en aval de l'ouvrage engendrant une seconde crue. La troisième correspond à la propagation de cette nouvelle crue dans la vallée en aval, là où ses conséquences sur les populations risquent d'être majeures. Le déroulement des trois phases dépend de la résistance de l'ouvrage à la surcharge de crue et, s'il y a endommagement, de la brèche de rupture qui s'y forme. Si les populations à risques se trouvent loin de l'ouvrage, leur mise en sécurité dépend surtout du temps que met l'onde de rupture à les atteindre et des effets d'atténuation de hauteur maximale imposée par la vallée. Cependant, si la zone proche de l'ouvrage est habitée, les détails du processus de formation de la brèche de rupture deviennent déterminants. Les simulations réalisées lors d'études hydrauliques de sécurité de barrages montrent que les prévisions des conséquences possibles sur les populations en particulier sont très sensibles aux suppositions faites sur la forme des brèches et leurs temps de formation.

Cette constatation s'avère pour les ouvrages en béton autant que pour les ouvrages en remblai. Toutefois, dans le cas des premiers, et surtout si ce sont des ouvrages voutes, les analyses des ruptures qui se sont produites montrent que c'est la majorité de l'ouvrage qui se déplace et que cette dislocation se fait en un temps très court. Supposer une rupture totale et quasi instantanée n'engendre pas un manque de fiabilité inacceptable dans la prédiction de la crue à l'ouvrage, donc dans le comportement du réservoir que les modèles traitent maintenant avec précision.

Dans le cas des ouvrages en remblai, les comportements observés sont très variés. Ils dépendent de la taille du réservoir et de la composition du remblai. La surverse en crête peut n'endommager que le parement aval de l'ouvrage et ne pas provoquer une véritable onde de rupture ou au contraire entraîner une érosion régressive rapide accélérant le débit passant l'ouvrage qui en retour accroît son rythme d'érosion. Pour ce type d'ouvrage, supposer une brèche de rupture et son taux d'incision revient à choisir un mode de rupture parmi de multiples modes possibles. Une telle exigence s'applique aussi aux digues de revanche contre les crues naturelles, par exemple ; pour la sécurité des populations protégées par ces digues, quelquefois très longues, rarement sollicitées et aussi rarement inspectées, il est essentiel de pouvoir repérer les endroits les plus fragiles, ceux où des brèches potentielles pourraient se former, puis d'établir en combien de temps elle pourrait laisser passer des débits de fuite à chaque endroit et de quelle importance.

Dans la définition des brèches de rupture, les règles pratiques se basent sur les renseignements généraux déduits des ruptures antérieures et sont spécifiques à chaque type d'ouvrage et aux conditions hydrologiques du scénario.

Les ouvrages en terre et enrochements permettront le développement en 30 minutes, par déversement, d'une brèche trapézoïdale dont la largeur au fond sera égale à quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage. Les parois latérales de cette brèche seront inclinées à 45 degrés si le terrain naturel le permet, sinon elles seront ajustées au terrain naturel. S'ils composent un masque d'étanchéité amont, le temps de rupture pourra être augmenté. Pour des barrages en remblai, on observe que la largeur l de la brèche est généralement située dans la fourchette, $hb \leq l \leq 3hb$ 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.

Les ouvrages poids en béton permettront le développement en six minutes d'une brèche rectangulaire, d'une largeur égale à quatre fois la hauteur mais ajustée aux joints de

construction de l'ouvrage. Les ouvrages voûtes à contreforts suivront la même règle alors que la largeur de la brèche sera ajustée aux contreforts.

Dans tous les cas, on supposera la brèche formée au centre de la partie la plus profonde de la vallée. Le fond de brèche sera abaissé si l'ouvrage est établi sur des fondations érodables et que la pente du fond de la vallée en aval est prononcée.

Si, malgré le développement de la brèche, le déversement sur la crête des ouvrages continue pendant plusieurs heures, la largeur de la brèche normale pourra s'accroître jusqu'à atteindre la demi-longueur de l'ouvrage. (Marche C, 2004)

4.1.2 Les formules empiriques

4.1.2.1 Estimation de largeur de brèche

1- La formule de Froehlich (1987,1995)

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

Avec $K_0 = 1.3$ si la rupture intervient par surverse et $K_0 = 1$ dans les autres cas.

$$B = 0.1803k_0V^{0.32}h^{0.19} \quad (1)$$

2- La formule de FREAD

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

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

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

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

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

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

B : largeur moyenne de la brèche (pieds)

3- La formule de Bureau of Reclamation (1988)

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

4- La formule de Singh

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

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

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

$$B/d = 0.4H_s/H \quad (5)$$

De plus, les travaux de Singh mettent en lumière le fait que le rapport le plus fréquent observé entre les largeurs de brèche au sommet et au fond se situe autour du 1.29 et que 50% des temps de rupture sont inférieurs à 90 minutes. La validité de ces formules est meilleure pour des barrages de plus de 8 m de hauteur et ayant subi leur rupture après 1925.

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

Pour les barrages en terre

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

Pour les barrages non en terre

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

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

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

Te que C_b est fonction avec le volume du barrage

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

4.1.2.2 Estimation de temps de formation

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

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

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

2.- La formule de Lemérière

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

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

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

Pour les ouvrages en remblai

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

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

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

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

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

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

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

5- La formule de Bureau of Reclamation (1988)

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

Tel que t (hr) et B (m)

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

Pour érosion rapide

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

Pour érosion lente

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

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

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

4.1.2.3 Estimation de débit de pointe

1-La formule de Costa (1985):

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

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

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

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

2- La formule de Molinaro :

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

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

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

Ces formules font intervenir la hauteur du barrage, H (m) ou par \bar{H} (pieds), le volume de la retenue, V (m^3) ou \bar{V} (acres pieds) et le débit Q (m^3/s) ou \bar{Q} (pieds cubes/s).

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

h_d : la hauteur du barrage (m).

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

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

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

5- La formule de Bureau of Reclamation (1988)

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

6- La formule de Lemérière

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

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

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

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

Dans laquelle on définit c comme suit :

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

A : étant la surface au miroir (acres pieds) du réservoir à l'élévation du sommet du barrage.

Avec ces formules, il convient de respecter leurs unités propres dont on trouvera facilement l'équivalent SI.

8- La formule de Singh et Snorrason (1984)

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

$$Q_{\max} = 1.776 \times (V)^{0.47} \quad (30)$$

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

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

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

10-La formule d'Evans (1986)

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

En Suisse, l'Office fédéral de l'énergie (OFEN) recommande de procéder ainsi pour le scénario de rupture (**Bischof et al, 2002b**) :

- pour les barrages-voûtes et barrages-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 à ce 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.

Le niveau d'eau est généralement le niveau des plus hautes eaux (PHE) admis dans la retenue. Pour certains petits ouvrages, en particulier en cas d'obstruction de l'évacuateur de crue par des flottants, il convient de prendre la hauteur du barrage (jusqu'au couronnement) comme niveau d'eau initial avant la rupture.

Le débit initial (au moment de la rupture) dépend de la forme de la brèche dans la digue.

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

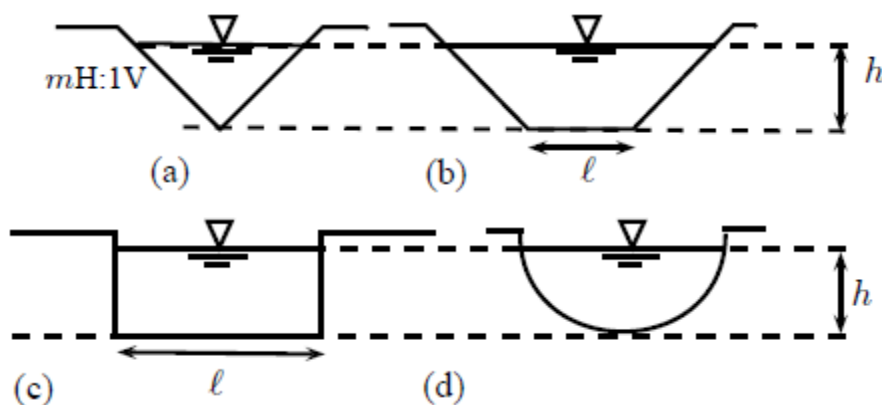


Figure 1-4 : Forme des brèches considérée dans les calculs.

Débit instantané au moment de la rupture. Pour les talus, on considère des déclivités (fruit) de $1/m$. l désigne la largeur au miroir pour les profils paraboliques et rectangulaires, mais la base

du trapèze pour une section trapézoïdale. D'après les recommandations de l'OFEN (**Bischof et al, 2002b**).

Tableau 1-4 : Les formules des débits de pointes pour différents forme de brèche

Forme de la brèche	Débit instantané
triangulaire	$Q_b = 0.72m \cdot h^{5/2}$
trapézoïdale	$Q_b = 0.93l \cdot h^{3/2} + 0.72m \cdot h^{5/2}$
rectangulaire	$Q_b = 0.93l \cdot h^{3/2}$
parabolique	$Q_b = 0.54l \cdot h^{3/2}$

Comme on peut le constater, il est impossible aujourd'hui, même en connaissant toutes les caractéristiques de conception d'un ouvrage et en définissant explicitement la cause et le mécanisme initiateur de la rupture, de prédire de manière fiable l'endroit, la forme et le rythme de développement de la brèche de rupture ainsi que le débit coulant à chaque instant par cette brèche. Les connaissances actuelles sur les phénomènes intérieurs (séisme, crue, etc.), leurs multiples formes de développement, de même que les incertitudes concernant les matériaux en jeu (résistance, uniformité, mise en place, dégradations locales) ne permettent pas de tracer un hydrogramme unique représentant de manière sûre la crue de rupture à l'ouvrage.

Tableau2-4 : Différent formules de brèche selon les normes (Marche C, 2004)

Type de barrage	Norme Hydro-Québec	Norme NWS (USA)	Norme MEQ (préliminaire)	Norme Cadam	Norme France	Norme Suisse
Béton , poids						
Largeur base	4H	Adapté	4H	0.5W	Totale	Totale
Largeur moyen	4H	Adapté	4H	0.5W	Totale	Totale
Temps formation	0.1hr	0.1hr-0.5hr	0.1hr	0.2hr	0.01hr	0
Béton voute						
Largeur base	4H	Totale		0.9W	Totale	Totale
Largeur moyen	4H	Totale		0.9W	Totale	Totale
Temps formation	0.1hr	0.01hr		0.01hr	0.01hr	0
Béton, compacté						
Largeur base					Totale	Totale
Largeur moyen					Totale	Totale
Temps formation					0.01hr	0
Enrochement						
Largeur base	4H	0.9-2.9H	3H	Modèles	Renard	2H
Largeur moyen	5H	1 à 3H	3H			3H
Temps	0.5hr	0.1hr-0.5hr	0.5hr		Q_q hr	0

formation						
Masque amont						
Largeur base	4H		3H		Totale	
Largeur moyen	5H		3H		Totale	
Temps formation	0.5-2 hr		0.5hr		0.01hr	0

H : hauteur totale du barrage

W : longueur de crête de l'ouvrage

Modèles : utilisation d'un modèle de formatin de brèche

Renard : mode de rupture par érosion interne privilégié

Q_q : quelque

Adapté : à définir pour chaque ouvrage

Cadam : Concerted Action for Dam Break Waves

4.2 Propagation de l'onde de submersion

4.2.1 Variables cartographiées

Pour analyser le risque, le débit de pointe de la crue ne constitue qu'une donnée intermédiaire permettant la modélisation hydraulique. On s'intéresse aux variables qui caractérisent physiquement l'inondation. Les variables intéressantes sont les suivantes (**TORTEROTOT, 1994**) :

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

_ La vitesse du courant est une variable importante également. Il existe des gammes de vitesses pour lesquelles l'impact de la crue sera différent. Toutefois, cette variable est beaucoup plus difficile à modéliser que la hauteur d'eau. La cartographie de cette variable n'est pas envisageable à grande échelle.

_ La durée de l'inondation est une variable intéressante dans le cas des crues qui durent plusieurs jours. Les dégâts occasionnés au bâti et les coûts de séchage sont variables selon la durée de submersion. La prise en compte de la durée implique la prise en compte des volumes de crue en plus du débit de pointe.

Les résultats des calculs de l'onde de submersion permettent d'établir une carte indiquant les limites de l'extension de l'onde de submersion (*Fig : 3-4*). Les limites d'inondation sont définies par la ligne d'énergie (hauteur d'eau h_w + hauteur de vitesse $v^2/2g$). Si l'écoulement de l'onde de submersion reste confiné dans le lit du cours d'eau, seul le plan d'eau est considéré.

4.2.2 Calcul unidimensionnel et bidimensionnel

4.2.2.1 Calcul unidimensionnel

Calcul du débit pour différents profils en travers (A-A, etc.) situés à intervalles définis. Les calculs fourniront la hauteur de la lame d'eau h_w et la vitesse d'écoulement v , ce qui permet de déterminer la ligne d'énergie. Les limites d'inondation sont définies par l'intersection de la ligne d'énergie avec le terrain naturel. Le temps d'arriver du front de l'onde et l'altitude maximum de la ligne d'énergie sont indiqués dans les cartes d'inondation.

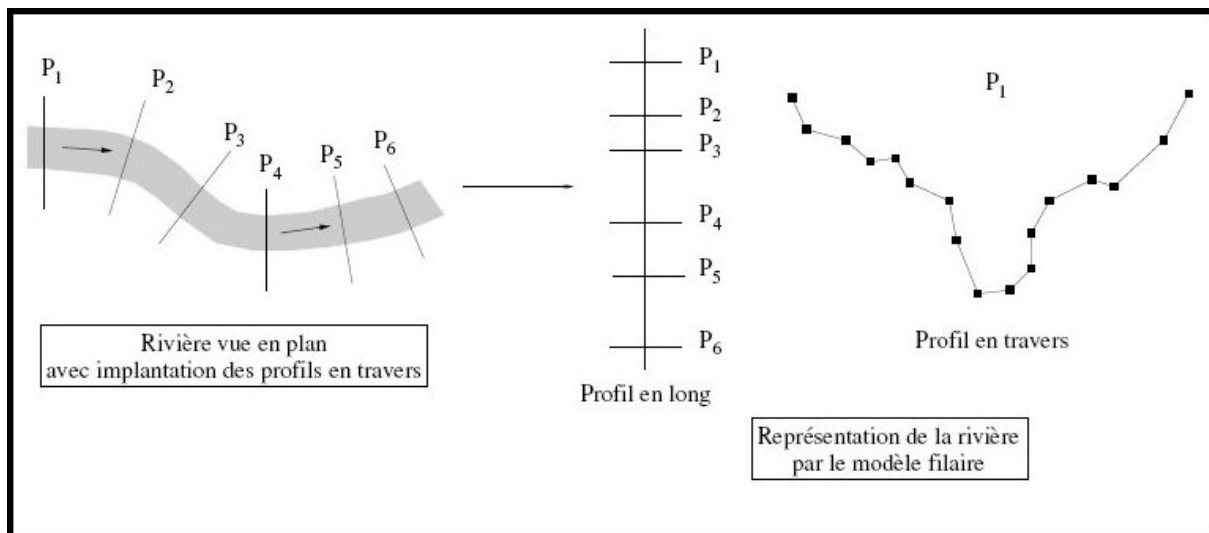


Figure 2-4 : Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel (**Roux, 2004**)

4.2.2.2 Calcul bidimensionnel

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

dans les 2 directions et la hauteur de la lame d'eau. Le plan de l'eau n'est plus horizontal dans un profil en travers (par exemple B-B) et la ligne d'énergie n'est plus représentée par une droite, mais par une courbe irrégulière. Le temps d'arriver du front de l'onde, de même que les limites d'inondation et l'altitude maximum de la ligne d'énergie sont indiquées dans les cartes d'inondation. Ils résolvent les équations bidimensionnelles de Saint-Venant - équations de continuité et de moment. Les calculs sont effectués sur un maillage en deux dimensions de plaine d'inondation.

Ce maillage peut être régulier RASTER (carrés) ou irrégulier triangles ou quadrangles irréguliers (**Bates & de Roo, 2000; Horritt & Bates, 2001**). Au centre de chaque maille, ou sur chaque noeud du maillage, sont imposés une altitude du sol (ou le cas échéant du fond de la rivière) et une valeur des paramètres hydrauliques. Les modèles bidimensionnels permettent de calculer les champs de hauteur et de vitesse dans chaque maille. Ils ont ainsi pour avantage de représenter les écoulements dans toutes les directions du plan horizontal, en particulier transversal (non parallèles aux cours d'eau). Ils sont couramment utilisés pour accéder au champ des vitesses bidimensionnel (**Roux, 2004**). Les points faibles de ces modèles sont une mise en oeuvre très lourde et des temps de calculs très longs. C'est pourquoi les modèles 2D sont moins fréquemment utilisés dans un contexte de prévision que les modèles 1D ou hybrides. Par contre, ils sont pertinents dans le cadre de la prévention, où la contrainte de temps est moins importante, ou lorsque la modélisation filaire est mise en défaut (**Horritt & Bates, 2002**).

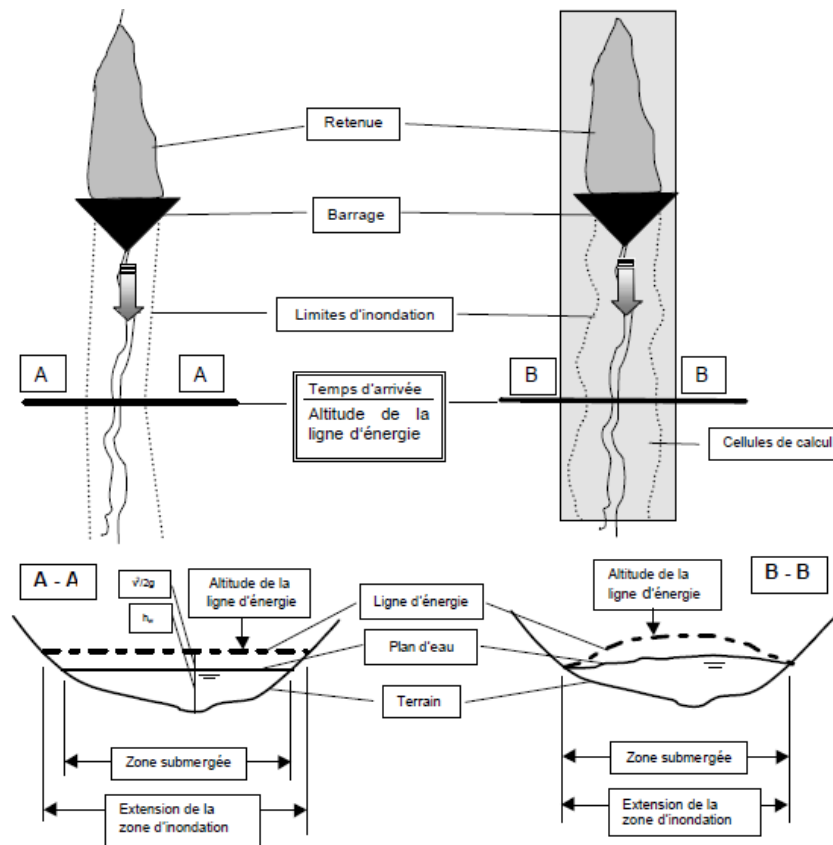


Figure 3-4: Représentation de la zone de submersion

Les modèles hydrauliques 1D sont les modèles les plus utilisés dans le monde et ce n'est pas un hasard. Ils sont effectivement faciles à caler et leur performance est satisfaisante tant que l'écoulement ne présente pas un caractère 2D marqué (grandes plaines d'inondation présentant des diffusions et des confluences multiples). On peut ajouter que les modèles 1D peuvent être utilisés maillés pour représenter des diffusions localisées. La plupart des logiciels permettent l'optimisation de la répartition des débits à la diffusion (**Nicolas KREIS, 2004**). Le principal inconvénient des modèles 1D est de ne pas prendre en considération les écoulements transversaux, ce qui entraîne une incapacité à reproduire les phénomènes de stockage temporaires dans certaines zones des plaines alluviales en période de crue (**Horritt & Bates, 2002**).

4.3 Présentation de logiciel HEC-RAS

L'ensemble des outils actuels est très vaste et suit les progrès de l'analyse numérique en s'adaptent aux méthodes de discrétisation, aux nouveaux systèmes informatiques et à l'automatisation rapide de la gestion des données. La cartographie numérique permet par exemple, d'utiliser des modèles de descriptions bathymétriques et topographiques très détaillées qu'il était impossible d'envisager il y a quelques années. Par ailleurs, grâce à l'automatisation des études, on peut planifier des travaux de façon à répartir l'effort consacré à la recherche, à la validation et à la structuration des données entre plusieurs tâches : l'établissement d'une base numérique détaillée de relief de la vallée peut sembler disproportionné pour l'étude d'un scénario de rupture, mais devient raisonnable et même très rentable si on peut s'en resservir pour le calcul d'autres scénarios, la représentation des zones inondables, l'évaluation, la mise en place et la diffusion de mesures d'urgence appropriées.

L'utilisation des modèles unidimensionnels est toujours la plus courante et répond aux besoins de la grande majorité des études entreprises.

Un modèle est une représentation schématique, et donc simplifiée, d'un système réel. (**Roux, 2004**). Les modèles hydrauliques abordés dans la thèse sont déterministes (ensemble des paramètres supposés connus exactement), distribués (paramètres et variables non uniformes dans l'espace) et mécanistes (mécanismes internes décrits par des lois physiques). Ils sont définis par :

- des équations physiques à résoudre,
- un domaine de calcul caractérisé par une géométrie (discrétisation spatiale qui définit le type du modèle), des limites dans l'espace et le temps,
- des paramètres hydrauliques (coefficients de frottement...) et topographiques,
- des conditions aux limites (la plupart du temps à l'amont et à l'aval de la partie de cours d'eau modélisée),
- des conditions initiales.

HEC-RAS est accompagné d'une documentation abondante relative à l'utilisation du logiciel et aux méthodes de modélisation. De nombreux exemples de modélisations sont fournis avec le logiciel pour illustrer des situations de modélisation très variées (*Fig :4-4*).

Le logiciel est organisé de façon très claire ce qui simplifie beaucoup la modélisation.

L'utilisateur travaille par projets. Chaque projet peut contenir plusieurs fichiers de géométrie et plusieurs fichiers d'hydrologie correspondante aux différents événements de référence.

Chaque simulation est un plan qui associe un fichier de géométrie et un fichier d'hydrologie.

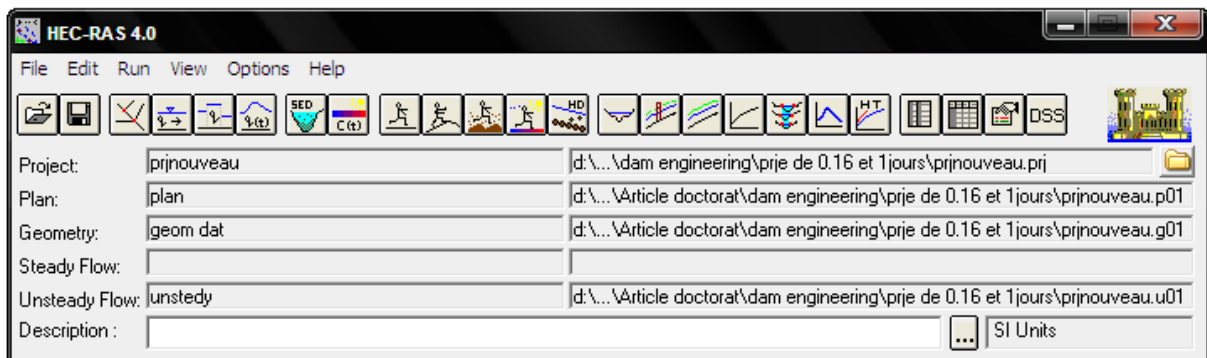


Figure 4-4 : Fenêtre principale de HEC-RAS

4.3.1 Equation de propagation

Les crues de rupture de barrage sont des écoulements à surface libre, non permanents, non uniformes à composantes principales horizontales. Les équations de Saint-Venant décrivent leur passage et leur transformation à travers les différentes sections de la vallée, appelés laminages de la crue de rupture. On écrit cette formulation de Saint-Venant sous la forme d'un système de deux équations, l'une représentant la conservation de la masse du fluide, l'autre, la conservation de la quantité du mouvement. Ces conservations supposent une distribution verticales nulles et des accélérations verticales faibles. Leur validité se limite aux variations assez lentes dans l'espace et dans le temps. Les vitesses locales calculées sont horizontales et représentent une estimation moyenne sur la profondeur.

D'un point de vue technique, les simulations en régime transitoire se font par la résolution des équations 1D de Saint-Venant en régime transitoire :

Equation de continuité (conservation de la masse)

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial \phi Q}{\partial X_{min}} + \frac{\partial (1-\phi)Q}{\partial X_{maj}} = 0 \quad (34)$$

Equation de conservation de quantité de mouvement

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X_{min}} \left(\frac{\phi^2 Q^2}{S_{min}} \right) + \frac{\partial}{\partial X_{maj}} \left(\frac{(1-\phi)^2 Q^2}{S_{maj}} \right) + gS_{min} \left(\frac{\partial z}{\partial X_{min}} + J_{min} \right) + gS_{maj} \left(\frac{\partial z}{\partial X_{maj}} + J_{maj} \right) = 0 \quad (35)$$

Tel que :

$$\phi = \frac{K_{min}}{K_{min} + K_{maj}} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{S^{\frac{5}{2}}}{n \cdot P^{\frac{5}{3}}}$$

$$J_{min} = \frac{\phi^2 Q^2 n_{min}^2}{R_{min}^{4/3} S_{min}^2} \quad \text{Et} \quad J_{maj} = \frac{(1-\phi)^2 Q^2 n_{maj}^2}{R_{maj}^{4/3} S_{maj}^2}$$

Q , débit total,

S , S_{min} S_{maj} : section mouillée totale, lit mineur, lit majeur

X_{min} , X_{maj} distances lit mineur, lit majeur (pour tenir compte de la sinuosité)

P : périmètre mouillé et R : rayon hydraulique (S/P)

n : rugosité de Manning

J : Perte de charge linéaire

ϕ : répartition des débits entre lit mineur et lit majeur

K_{min} , K_{maj} : débitance du lit mineur, lit majeur.

Les équations sont discrétisées par la méthode des différences finies et la résolution se fait par une méthode implicite.

En monodimensionnel, en absence de singularité hydraulique, les équations de St-Venant peuvent être simplifiées sous la forme suivante :

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (36)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (37)$$

Tel que :

A_T : section transversale occupée par le fluide (m^2)

Q : debit total (m^3/s)

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

q_l : Débit latéral (ou d'apport) per unité de longueur (m^2/s)

S_f : La pente critique la pente de la ligne d'énergie ($m.m-1$)

z : Hauteur d'eau (m)

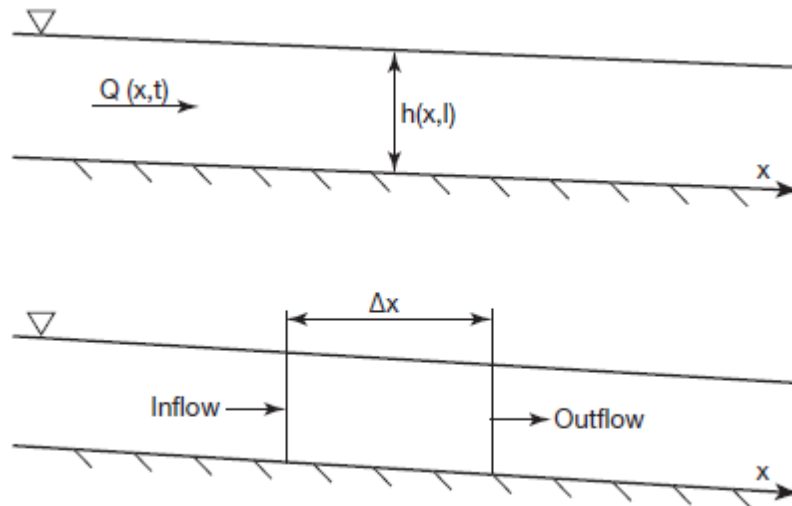


Figure 5-4: Contrôle de volume d'eau par l'équation de continuité et de moment

4.3.2 Les modèles hydrauliques 1D avec HEC-RAS

Le modèle 1D HEC-RAS donne des résultats supérieurs aux deux modèles 2D quels que soient la méthode de calage et le type de validation. HEC-RAS apparaît nettement plus performant que LISFLOOD-FP (BATES et DE ROO, 2000).

Le calcul par la forme unidimensionnelle signifie, en pratique, qu'on simplifie davantage les données du calcul. La propagation de l'écoulement se fait le long de l'axe de la vallée. On détermine de manière discrète la géométrie de la vallée par le choix de sections transversales représentatives. Les lois des pertes de charges s'appliquent à un terme d'énergie cinétique basé sur une vitesse moyenne, donc unique en chaque section. Ce calcul introduit donc des difficultés de représentativité lorsque le lit fluvial est très sinueux à faible débit mais se rectifie naturellement en crue, ou encore si des variations brusques de largeur de la vallée engendrent des zones de stockage à haut niveau.

La résolution demande encore une fois la définition de conditions aux limites du domaine (conditions de débits : étanchéité, apports ou pertes, déversements, condition de niveau : plan d'eau de réception, marée en estuaire) et des conditions initiales (niveaux et débits en tout point ou n toutes mailles de calcul).

Pour ces différentes raisons, on a utilisé de multiples formes « adaptés » de ces équations unidimensionnelles depuis la première formulation de Saint-Venant en 1871.

Les méthodes dites « hydrologiques » (résolution de l'équation de conservation de la masse et l'usage de relations complémentaires reliant les débits d'échange entre les biefs et leurs

volumes) ont déjà servi couramment à décrire la propagation des crues naturelles pendant lesquelles les paramètres (débits, niveaux) varient lentement. Ces méthodes hydrologiques donnent un aperçu du laminage subi par l'onde de rupture lors de son cheminement dans la vallée. Cependant, le résultat dépend surtout des coefficients d'étalonnage, disponibles seulement après plusieurs années de mesures réalisées lors de crues naturelles et qu'il est difficile d'extrapoler aux ordres de grandeur des débits de rupture.

Il faut savoir que les équations de Saint-Venant unidimensionnelles conduisent aussi à la forme initialement utilisée par Ritter dès 1892, pour aborder le cas de l'effacement d'un barrage en canal et y apporte une solution théorique, il suffit pour ce faire de considérer la section d'écoulement rectangulaire et invariante et d'annuler les termes des pertes d'énergies dues au frottement et autres, les équations de Ritter s'expriment comme suit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial h}{\partial x} \quad (38)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uh) = 0 \quad (39)$$

Leur résolution conduit à un ensemble des résultats simples d'ordres de grandeur intéressants, en pratique, pour se faire une idée de la situation potentielle engendrée aux environs de l'ouvrage.

Voici la solution de Ritter :

$$h = \left[2(gh_0)^{0.5} - (x/t) \right]^2 / (9g) \quad (40)$$

$$u = (2/3) \left[(gh_0)^{0.5} + (x/t) \right] \quad (41)$$

x: dimension longitudinal

t : temps

g : accélération gravitationnelle

h et u : profondeur d'eau et vitesse moyenne à l'abscisse x t au temps t, respectivement.

A tout instant, le profil de l'onde est défini dans l'intervalle :

$$-1 < \left[\frac{x}{t(gh_0)^{1/2}} \right] < 2 \quad (42)$$

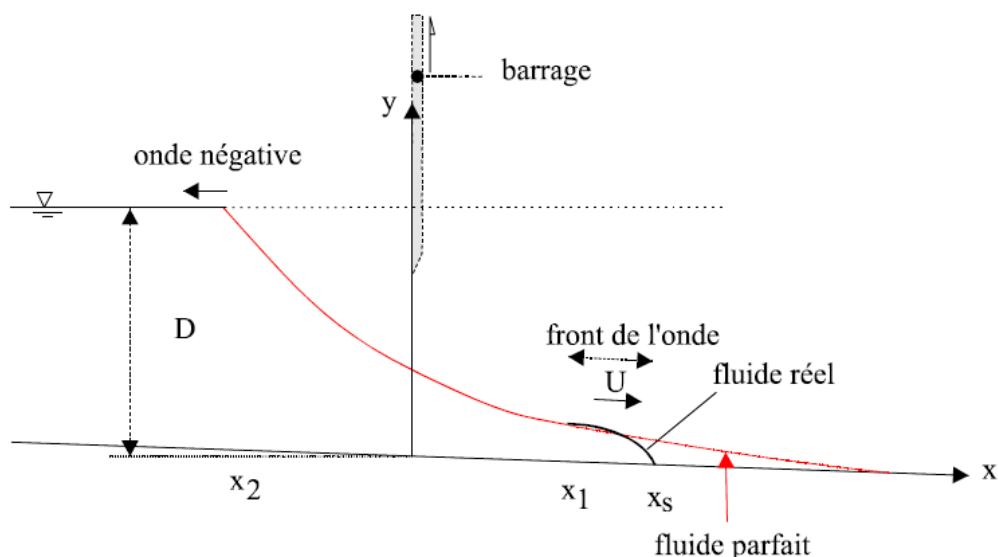


Figure 6-4 : Sketch de la rupture d'un barrage retenant un réservoir semi-infini en amont d'un coursier incliné (CHANSON.H, 2006).

4.3.3 Pas d'espace et pas de temps de calcul

Dans les modèles hydrauliques 1D, la géométrie du cours d'eau est décrite par un ensemble de profils en travers dont l'espacement moyen constitue le pas d'espace de calcul.

Pour chaque profil en travers, le modèle calcule les caractéristiques de l'écoulement (hauteur, vitesse, périmètre et section mouillés...). Pour contrôler la justesse des calculs, le modèle vérifie que la ligne d'énergie ($h + V^2/2.g$) ne varie pas trop brutalement d'un profil à l'autre.

Lorsqu'une variation trop importante est détectée, le modèle demande un pas d'espace plus fin. Ainsi, pour les rivières de plaine dont la vitesse d'écoulement et la hauteur d'eau varient peu, on pourra se contenter d'un pas d'espace de 100 à 200 m. Par contre, à proximité des ouvrages, le pas d'espace doit être réduit car la ligne d'énergie peut varier fortement

(USACE, 2008).

Les simulations en régime transitoire posent aussi la question du pas de temps de calcul. En effet, si le débit varie fortement d'un calcul à l'autre, la ligne d'énergie varie également beaucoup. Le pas de temps de calcul dépend de la vitesse de l'onde de crue et du pas d'espace des profils en travers (USACE, 2008).

La condition théorique est la suivante : $\Delta t \leq \frac{\Delta X}{V_{onde}}$

Δt Est le pas de temps, ΔX le pas d'espace et V_{onde} la vitesse de l'onde de crue.

La méthode la plus simple consiste à choisir un pas de temps de calcul assez fin (10 secondes par exemple), puis à l'allonger jusqu'à obtenir un pas de temps de calcul plus grand, tout en conservant une bonne performance de simulation. Le but est de minimiser la durée des calculs qui est inversement proportionnelle au pas de temps de calcul.

En présence de singularités hydrauliques, d'autres équations appelées lois d'ouvrages sont couramment utilisées pour décrire localement les écoulements. Ces équations prennent des formes diverses selon le type de singularité (ponts, digues, seuils, barrages, écluses...) et sont en particulier fonction de la géométrie de la singularité considérée.

En hydraulique, trois types de régime d'écoulement sont couramment distingués : le régime permanent pour lequel les caractéristiques hydrauliques (débits, hauteurs, vitesses) sont invariantes au cours du temps et les régimes graduellement et rapidement variés pour lesquels les paramètres hydrauliques varient respectivement lentement et rapidement le long de l'écoulement. Le régime d'écoulement des rivières dans le cas de rupture de barrage est en général turbulent, fluvial et non permanent. La modélisation hydraulique en régime transitoire est délicate : l'utilisateur doit choisir des pas d'espace et de temps adaptés aux conditions hydrauliques de l'écoulement.

4.4 Paramètres du modèle hydraulique

La liste des paramètres des modèles hydrauliques fournie dans cette section n'est pas exhaustive. Elle représente les paramètres les plus courants dans le cadre de la modélisation hydraulique.

4.4.1 Condition initiale et conditions aux limites

La condition initiale définit la configuration hydraulique de la plaine (valeurs des caractéristiques hydrauliques : débit, vitesses et hauteurs) à l'instant de départ du calcul (**Bates & Anderson, 1996**). En général, la configuration initiale de la plaine n'est pas connue en tout point du maillage du modèle.

Les conditions aux limites définissent les caractéristiques hydrauliques aux limites du domaine de calcul (zones d'apport et de fuite des écoulements). Sans fuites et apports latéraux (autres que ceux de la rivière principale), ses caractéristiques hydrauliques peuvent être l'évolution temporelle des hauteurs d'eau (limnigrammes), des vitesses, des débits (hydrogrammes) ou des relations entre ces variables dans les sections amont et aval-modèle.

En présence d'ouvrages hydrauliques, les ouvrages (digues, ponts, seuils, barrages, ...) conditionnent les écoulements hydrauliques (**Fouchier et al, 2004**). Le modèle comprend des lois d'ouvrage afin de modéliser les écoulements de façon pertinente sur les ouvrages ou les limites des casiers.

4.4.2 Le coefficient de rugosité

Il est également nécessaire de connaître la rugosité (coefficient de Strickler) en chacun des points de calcul (**Werner et al, 2005**). Cependant, cette information est rarement disponible car il est peu envisageable de mettre en oeuvre des campagnes de mesure de coefficient de Strickler pour chaque maille du modèle.

Par ailleurs, selon le type de schéma d'écoulement et le modèle hydraulique utilisé, le coefficient de frottement peut prendre une signification différente et la sensibilité du modèle à ce coefficient peut être variable (**Horritt & Bates, 2002**). En conséquence, dans une procédure de calage d'un modèle hydraulique, selon le schéma d'écoulement et le modèle utilisé, les valeurs calées ne seront pas nécessairement les mêmes.

Dans sa définition initiale, le coefficient de frottement de Strickler décrit l'état « rugueux » du terrain dans le lit de la rivière. Cette rugosité de surface est le résultat de plusieurs influences (**CETMEF, 2001; Roux, 2004**) :

- la rugosité « de peau » des matériaux constitutifs du lit, c'est-à-dire la taille des aspérités de surface,
- la rugosité « de forme » de ces mêmes matériaux (arêtes tranchantes, arrondies, . . .),
- la rugosité « de morphologie » liée à l'agencement des matériaux.

Cette définition est généralement plus adaptée à une modélisation bidimensionnelle. Dans un schéma d'écoulement 1D, le coefficient de Strickler intègre de façon plus globale les freinages à l'écoulement, en particulier la morphologie de la rivière - caractère méandreux, canalisé, rétrécissements...- et les structures hydrauliques transversales dans la plaine. En effet, d'après (**Yen, 2002**) :

«Alors que pour des simulations 2D ou 3D des phénomènes locaux l'utilisation de la résistance locale est requise, pour la simulation 1D des écoulements à surface libre, c'est la résistance du bief ou du profil en travers qui est utile en pratique.»

En conséquence, selon l'échelle de modélisation de la plaine alluviale, le coefficient de Strickler représente les freinages à l'écoulement à des échelles différentes. Il tend ainsi, en complément de sa signification initiale, à compenser les différences de représentation entre modèles, comme l'annoncent (**Horritt & Bates, 2002**) :

«Quoi qu'il en soit, les réponses différentes indiquent que, pour tout ou partie des modèles, les paramètres de friction servent à compenser les différentes représentations des processus, et pas simplement à paramétrer les frictions du lit comme nous le souhaiterions. ».

Le paramètre de calage d'un modèle hydraulique est le coefficient de rugosité de Manning (**GRAF et ALTINAKAR, 2000**). Celui-ci est en principe caractéristique de la rugosité du cours d'eau, mais on peut observer que selon le modèle utilisé,, on trouve des valeurs sensiblement différentes. Par ailleurs, seuls les paramètres du modèle 1D HEC-RAS varient peu d'une méthode de calage à l'autre : les valeurs obtenues sont celles que l'on peut trouver dans les tables classiques d'hydraulique à surface libre. Les deux modèles 2D ont des jeux de paramètres différents selon la méthode de calage. De plus les valeurs de coefficient de Manning sont assez éloignées des valeurs tabulées classiques.

4.4.3 Acquisition des données topographiques

La simulation hydraulique des ruptures des barrages s'appuie sur la connaissance de la géométrie du cours d'eau. Une rivière naturelle présente une structure en lits imbriqués, chaque lit correspondant à un régime d'écoulement particulier. Pendant les périodes de basses eaux, la rivière s'écoule dans le lit mineur (main channel). Pendant les crues, elle déborde dans son lit majeur (floodplain).

Le terme « plaine alluviale » désigne usuellement les zones de fond de vallée, à faible dénivelé, constituées par des alluvions déposées lors des crues du cours d'eau. En matière d'écoulement, la plaine alluviale est souvent décomposée en trois zones : le lit mineur, le lit moyen et le lit majeur de la rivière (Fig : 7-4). Le lit mineur correspond à la zone d'écoulement du cours d'eau hors débordement. Le lit moyen correspond à la zone d'écoulement pour des crues d'occurrences relativement faibles. Le lit majeur contient toutes les zones de la plaine dans lesquelles le cours d'eau est susceptible de s'écouler et de déborder.

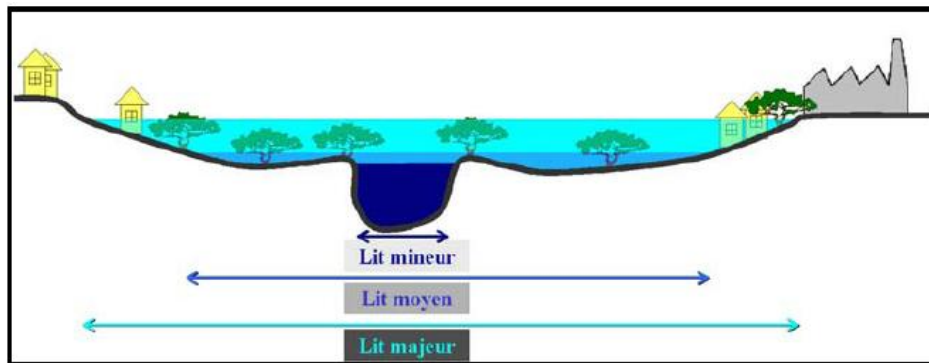


Figure 7-4 : Représentation schématique des lits mineur, moyen et majeur en plaine alluviale.

Dans une modélisation hydraulique, les informations concernant le relief (topographie) de la plaine alluviale sont indispensables (Bates et al. 2003; Garrote & Bras, 1995). De plus, elles sont très utiles pour des estimations locales de niveaux d'eau à partir de données de laisses de crues ou de limites d'inondation.

Pour améliorer la modélisation des débordements, nous avons utilisé les coefficients de contraction et d'expansion proposés par HEC-RAS. Ils permettent de tenir compte grossièrement des pertes de charges singulières pendant l'inondation et la vidange du lit majeur.

4.4.3.1 Modèles Numériques de Terrain (MNT) avec Surfer 9

La topographie de la rivière et du lit majeur est le plus souvent décrite par des profils en travers. Ceux-ci peuvent être espacés de plusieurs centaines de mètres si la forme de la rivière varie peu. Ainsi entre deux profils il n'y a aucune information topographique disponible. On peut créer artificiellement une information topographique spatialisée en construisant un modèle numérique de terrain. On distingue deux grands types de modèles numériques de terrain :

_ Les modèles raster sont les plus simples. Il s'agit d'une image dont chaque pixel a la même dimension : plus le pixel est petit, meilleure est la résolution (par exemple 1 mètre). Chaque pixel a une valeur d'altitude, on peut donc obtenir en tout point une altitude. Si le MNT a été construit à partir de données topographiques de moins bonne résolution, on détermine l'altitude des nouveaux points par interpolation.

_ Les modèles TIN (Triangular Irregular Network) sont construits à base de points et d'arêtes. Les points de topographie connue sont reliés entre eux pour former un réseau de triangles. Sur les arêtes, l'altitude d'un point est calculée en interpolant à partir des deux sommets aux extrémités de l'arête. Au niveau des triangles, l'altitude est calculée à partir de l'altitude des trois sommets du triangle. Ce type de MNT permet de limiter le nombre de points à mémoriser, car dans les zones très plates il suffit de quelques triangles pour décrire la topographie de grandes étendues. La résolution des TIN est variable selon l'irrégularité du terrain. Il existe des méthodes de construction optimisées pour la modélisation hydraulique (**FARISSIER, 1993**), mais elles ne sont malheureusement pas accessibles à un large public. Les MNT permettent d'exploiter une information topographique très riche. Leur manipulation est facilitée par le développement des logiciels de systèmes d'informations géographique (SIG) qui proposent le plus souvent un module « 3D ».

Le logiciel Surfer est utilisé pour cette étude à cause de leur facilité et a une résolution et interpolation de terrain, Le Surfer est un programme de la projection topographique grille-basé qui interpole les coordonnées irrégulières XYZ dans une grille régulière. Le Surfer est utilisé pour produire différents types de cartes topographiques comme contour, vector, image, shaded relief, 3D surface, and 3D wireframe maps. (*Fig ;8-4*)

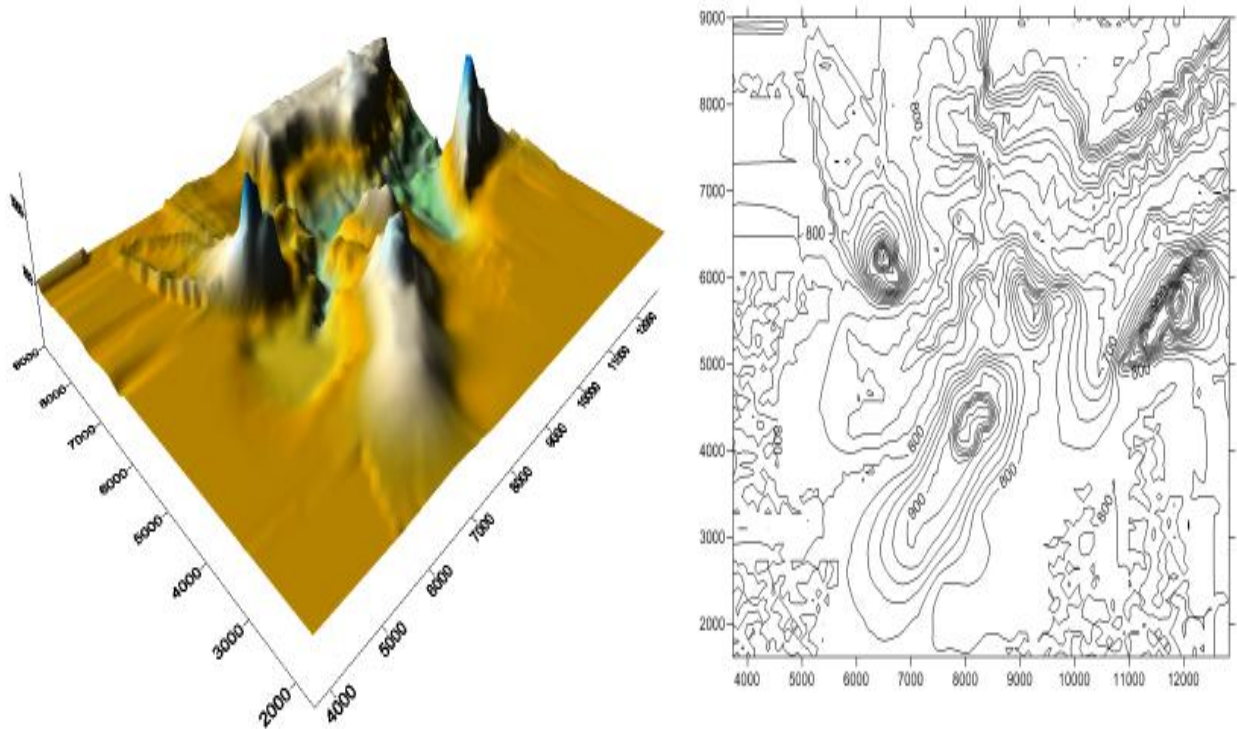


Figure 8-4 Représentation l'aval de barrage de Hammam Grouz en countour map et 3D wireframe

4.4.3.2 Hiérarchie hydraulique monodimensionnelle

La géométrie d'un modèle monodimensionnel permet ainsi de connaître les sens et direction de l'écoulement dans l'ensemble de la plaine, et en particulier au droit de chaque segment informatif (Fig ; 9-4).

Par ailleurs, au sein d'un segment informatif, le niveau d'eau n'est pas nécessairement constant. En effet, le niveau d'eau décroît au sein du segment informatif suivant le sens et la direction de l'écoulement. Cette décroissance est pénalisante dans la méthode si la dimension du segment informatif dans la direction de l'écoulement ne permet pas d'y supposer le niveau d'eau constant, compte tenu d'une incertitude attendue sur l'estimation du niveau d'eau. La connaissance de la direction d'écoulement au droit d'un segment informatif permet de découper celui-ci, perpendiculairement à la direction d'écoulement, pour que sa longueur (le long de l'écoulement) soit suffisamment petite pour pouvoir y supposer le niveau d'eau constant.

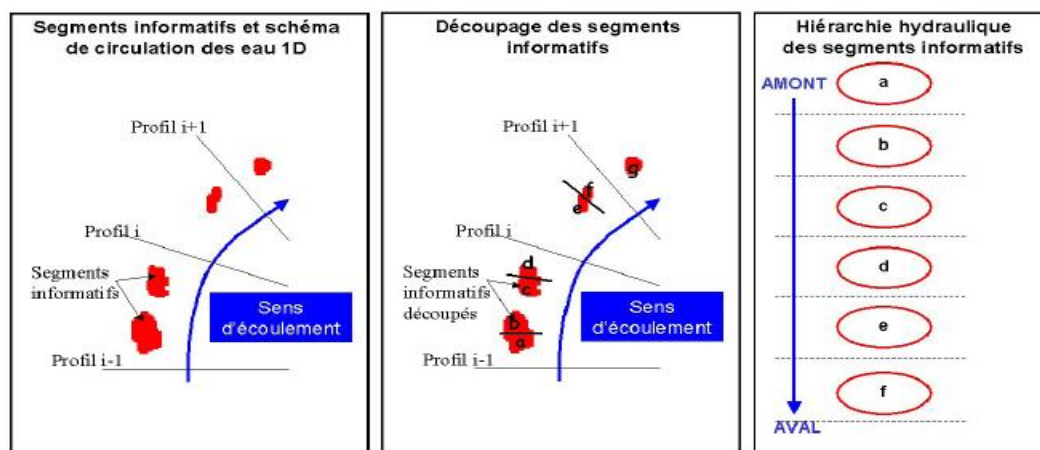


Figure 9-4: Définition de la hiérarchie hydraulique des segments informatifs à partir de la géométrie d'un modèle hydraulique 1D.

4.4.3.3 Cartographier l'inondation

Grâce à la modélisation hydraulique on dispose de lignes d'eau calculées par le modèle hydraulique. Le modèle numérique de terrain décrit quant à lui la topographie de la vallée. Pour délimiter l'inondation on cherche l'intersection entre le modèle numérique de surface de l'eau, créé à partir de la ligne d'eau calculée par le modèle hydraulique, et le modèle numérique de terrain (Fig : 10-4). En tout point on compare la cote de la ligne d'eau et la cote du terrain. Si la première est supérieure à la seconde, il y a inondation. (Nicolas KREIS,2004)

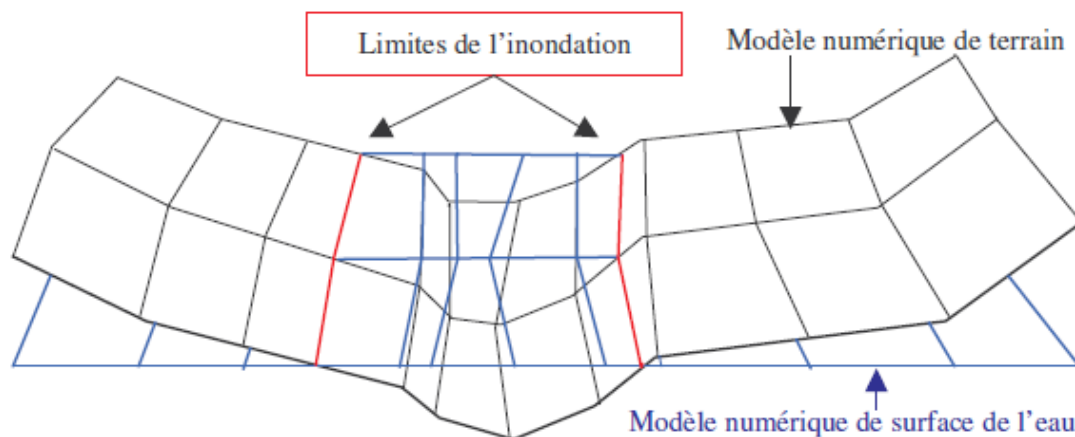


Figure 10-4 : Délimitation de l'inondation à partir de modèles numériques de surface

Les modèles numériques de terrain et de surface sont très utiles pour cartographier les inondations, ils sont également utilisés en amont de la méthodologie pour extraire les profils en travers à destination de la modélisation hydraulique.

Le modèle numérique de surface de l'eau est construit à partir de la ligne d'eau calculée par le modèle hydraulique. Il ne s'agit pas d'une ligne d'eau prise à un instant quelconque après la rupture, mais de la ligne d'eau maximale atteinte en chaque point pendant la rupture. Cette cote est atteinte à des dates différentes de l'amont vers l'aval.

4.5 Etudes de sensibilité des résultats

Les résultats d'un calcul de rupture dépendent grandement des choix de l'analyste, même plus que du modèle retenu. L'expérience montre que pour les réservoirs à forte contenance, les débits et les niveaux maximaux présentent une grande dépendance envers le niveau initial de là retenu sur la totalité de la longueur de parcours de la crue ; cependant, la dépendance observée vis-à-vis du temps de formation de la brèche s'atténue assez rapidement en fonction de cette distance. La dépendance diminue avec le volume d'eau retenue au point que pour les petits réservoirs, il faut effectuer une recherche de brèche optimale pour traiter de l'hydrogramme de rupture comportant le débit maximal le plus élevé.

Les niveaux calculés dans la vallée dépendent surtout du facteur de résistance utilisé pour caractériser le lit majeur. Toute augmentation du facteur de résistance et des pertes d'énergie locales conduira à un niveau d'inondation supérieur, mais aura pour effet de ralentir la propagation de la crue.

Dans la partie aval de la vallée, les résultats peuvent dépendre de la condition frontière utilisée à la limite du domaine. On peut appliquer une condition du niveau imposé à l'arrivée de l'onde de rupture dans un lac toutefois, un niveau constant ne prendra pas nécessairement en compte le remplissage de ce lac et peut minimiser les rehaussements prévus. De la même manière, l'arrivée de l'onde dans un estuaire aura des conséquences différentes selon le synchronisme de la crue.

Les simulations réalisées en période de la crue peuvent prendre en compte les effets de manœuvre possibles aux évacuateurs. Certaines installations peuvent mettre beaucoup de temps à fournir la capacité totale d'évacuation et toute simulation de rupture commençant par un laminage de la crue basée sur une ouverture totale possible à la demande peut s'avérer très optimiste.

Enfin, la plupart des simulations négligent les effets des débris et des glaces. Les effets de résistance additionnelle comme les effets d'embâcles entrent rarement dans les calculs, bien que certains codes de calculs le permettent. Il est difficile d'évaluer la sensibilité des résultats à de tels effets.

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, 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 discontinuité provoquée à $t = 0$ entraîne 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 (cf. **Abbott et al, 1973**).

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.

PARTIE III

Chapitre 5.

Calage du modèle

HEC-RAS

Introduction

Aucun modèle n'est capable de prédire exactement la réalité, il existe toujours des différences entre le mesuré et le simulé. Le but du calage est de minimiser ces écarts.

Selon (Marsalek .1977), les deux principales fonctions du calage d'un modèle sont (1) de fournir des estimations pour les paramètres d'entrée qui sont difficilement mesurables directement et (2) de compenser jusqu'à un certain degré pour les insuffisances et déficiences mineures du modèle. Bien que des approches d'optimisation formelles soient possibles, le calage est souvent un processus itératif d'essai-erreur. L'objectif est de trouver les valeurs optimales de chaque paramètre, en commençant avec les plus sensibles et en procédant ensuite avec ceux qui le sont moins. Le calage peut également servir à indiquer quels sont les paramètres les plus sensibles pour le système à l'étude.

5.1 Fonctionnement d'un model d'hydraulique

Nous allons nous atteler à fournir une description plus technique du procédé de modélisation bidimensionnelle pour comprendre la complexité de ce type de modélisation. Les modèles hydraulique demandent tous le même type de données en entrée :

- la topographie du lit du cours d'eau,
- la description des frottements par la distribution de la rugosité (e.g. Manning), et la description des turbulences par le terme de viscosité turbulente (E),
- les conditions aux limites,
- les conditions initiales.

Ces modèles sont basés sur un large éventail de schémas numériques, d'où une grande variété de logiciels en circulation. Ces modèles varient selon :

- le système de coordonnées (cartésien ou curviligne)
- la forme des équations de mécanique des fluides qu'ils résolvent
- la méthode de résolution numérique (différences finies, éléments finis, volumes finis)
- la capacité à gérer les écoulements fluviaux et/ou torrentiels
- la capacité à être en régime permanent et/ou transitoire

-la ou les méthodes utilisées pour gérer la fermeture des turbulences

-les différences dans les comportements secondaires et les ajouts (transférer les résultats pour du transport de sédiment, bonne interface graphique,...).

Chaque méthode de résolution des équations de Barré de Saint-Venant a ses avantages. Les différences finies sont plus simples à résoudre mais plus lourdes en termes de calculs car effectuées sur les noeuds du maillage. Les éléments et les volumes finis sont plus efficaces dans leurs calculs mais plus compliqués à résoudre.

Les volumes finis offrent une meilleure stabilité et un meilleur rendement alors que les éléments finis offrent une plus grande flexibilité géométrique. La méthode des volumes finis est fortement recommandée pour le calcul de discontinuités telles que les ressauts ou les changements soudains sur une section en travers. Pour obtenir la simulation des écoulements d'un cours d'eau à partir d'un modèle hydraulique bidimensionnelle il faut passer par 6 étapes résumées ci-après.

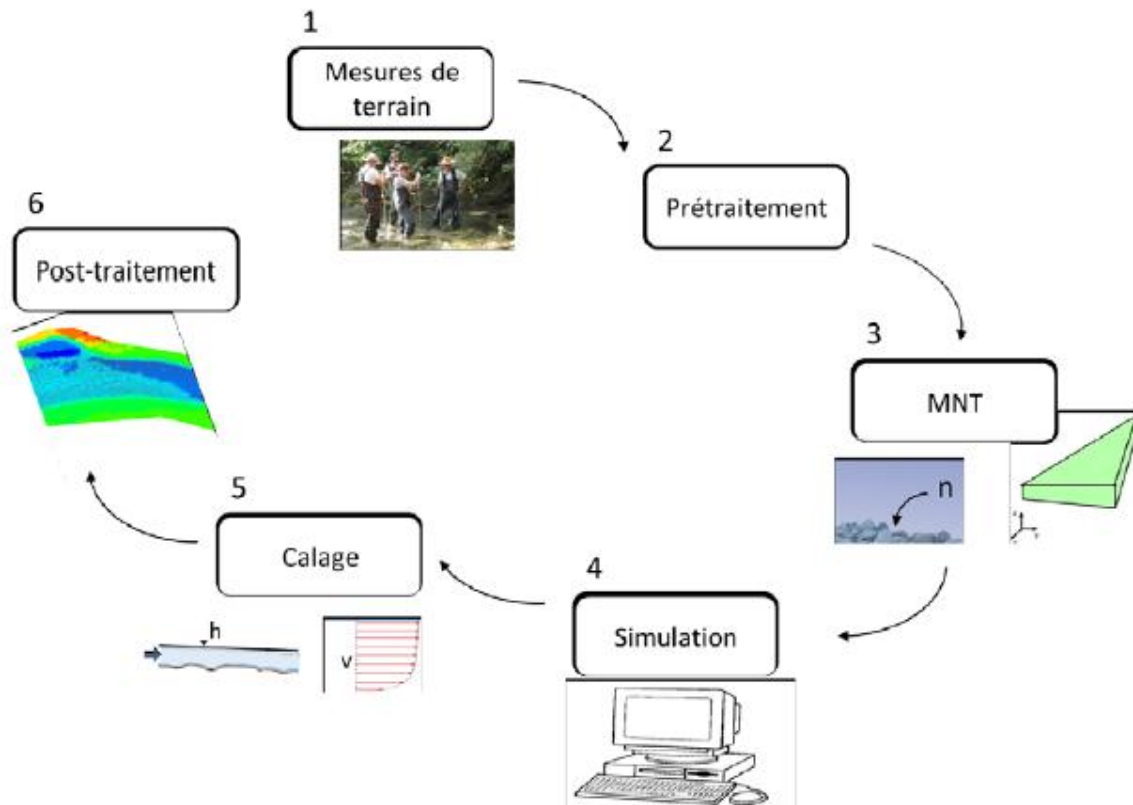


Figure 1-5. Les étapes de simulation hydraulique (Oriane PROST et al.2014)

5.2 Calage et validation du modèle

La plupart des modèles hydrologiques nécessitent une phase de calage. Cette phase permet au modèle d'assimiler le fonctionnement hydrologique du bassin. Il se fait en général sur une période de plusieurs années. La méthode de calage est basée sur la modification des paramètres, fixés initialement de façon arbitraire, afin que les données de sortie soient le plus proche possible des données observées.

Dans un second temps, on est amené à procéder à un examen critique de la validité du modèle. Pour cela il est nécessaire de mettre en place une phase de validation. Cette dernière s'effectue sur une période différente de la période de calage afin d'apprécier la qualité du modèle sur des données qui n'ont pas servi au calage

Le calage du modèle hydraulique ne se fait que pour un seul débit. Les auteurs utilisent alors un modèle hydraulique 1D classique (HEC-RAS) plus adapté aux simulations sur l'ensemble de la gamme de turbinage et capable d'effectuer des simulations en régime transitoire (**Oriane PROST et al.2014**).

(**Hauer et al.2013a**) ont aussi fait le choix d'utiliser les performances du modèle HEC-RAS pour définir les impacts des éclusées sur la morphologie de 4 cours d'eau en Autriche.

5.3 Présentation HEC –RAS

HEC –RAS est issue de près de vingt-cinq ans de développement continu par plusieurs centres de recherche, utilisé dans plusieurs pays, et devenu un outil reconnu par professionnels pour ses nombreuses fonctionnalités et sa facilité de mise en œuvre.

HEC-RAS semble être le plus utilisé en unidimensionnelle qui permettent de résoudre de façon itérative les équations de conservation de l'énergie en régime permanent, pour des écoulements fluviaux ou transitoires, d'une section en travers à la suivante, pour obtenir les profils des niveaux d'eau. (**Oriane PROST et al.2014**)

Il permet de simuler la circulation d'eau dans des réseaux simples ou maillés, à surface libre tel que les rivières et les canaux d'irrigation ou de drainage, en régime permanent ou transitoire. HEC –RAS est plus particulièrement dédié à l'étude de la propagation des crues le long d'une rivière. La schématisation du site d'étude est décrite dans une base de données au moyen d'une série de profils en travers et d'ouvrages tels que ponts, seuils, écluses, dalots...etc.

Il permet notamment d'établir des cartes d'inondabilité fiables, d'optimiser des aménagements ou protections d'analyser le fonctionnement des Systems hydrauliques complexes. la prise en compte du relief peut être réalisée au moyen d'un modèle numérique du terrain MNT tel que SURFER , ARCGIS. Il est ainsi possible d'automatiser la constitution du modèle hydraulique de calcul et la réalisation des cartes d'inondabilité en prenant en compte à la fois les hauteurs en chaque point et les vitesses d'écoulement.

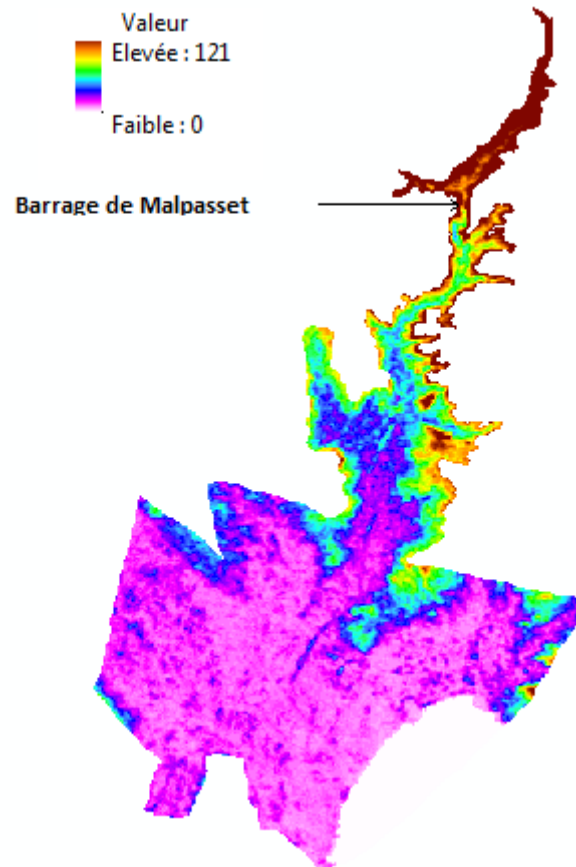


Figure 2-5.. Modélisation numérique de terrain à l'aval du barrage Malpasset avec ARCGIS

La diversité des fonctions de présentation des calculs offre toute une palette de moyens de valorisation des modélisations réalisées au cours d'études, facilitant par ce biais la compréhension des résultats.

5.4 Méthodologie

Nous cherchons à étudier la qualité de la simulation hydrologique de rupture de barrage de MALPASSET de France en 1959, par une modélisation de modèle HEC-RAS qui utilise les données géographique (profils en long d'oued) et les données hydraulique (les conditions limites), et le comparer avec résultats réel de rupture.

5.4.1 .Définition de la géométrie du cours d'eau

Les données relatives à chaque section sont : les profils en travers, les coefficients de rugosité, pertes de charge et la distance à la section suivante. Dans notre cas nous modélisons oued de Malpasset sur 12 km de l'amont du barrage à l'aval. Nous avons les données de 71 profils en long de sections. Les données géographique sont obtenu d'une image raster de la région d'étude, et exploiter par le logiciel ArcGis pour obtenir les profils en long et profil a travers de la région afin d'exporter au model Hec-Ras. Les coefficients de rugosité (coefficient de Manning) sont 0.03 pour le lit mineur et 0.035 pour les lits majeurs.

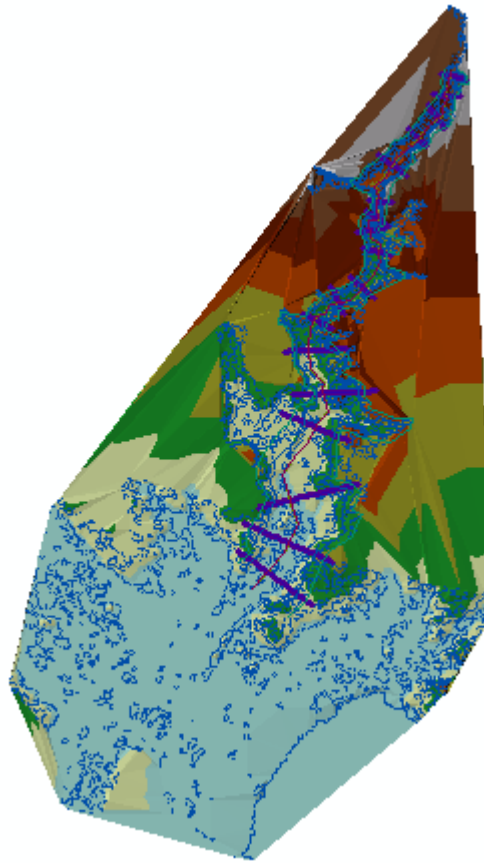


Figure 3-5. Création de profil à travers (cross sections) avec HEC Geo Ras

La suite de notre approche nous conduit à déterminer les profils en travers sur lesquels nous allons baser notre étude. Les profils dont dispose l'Institut ont été tracés par un géomètre au cours de la première étude menée .

5.4.2 Conditions limites et conditions initiales

Les conditions limites et initiales sont parfois délicates pour ce genre de modélisation puisqu'elles peuvent conduire à des instabilités. En général, il faut éviter les discontinuités (changements brusques des hauteurs d'eau, débits...). Dans notre cas nous réalisons une modélisation des écoulement non permanent.

- La condition limite amont est les hauteurs d'eau, qui représente la diminution d' hauteur d'eau avec le temps observé au cours de la rupture pour la première section à l'amont du lac du barrage
- La condition limite aval est un le degré de pente pour la dernier section de oued
- la condition initiale est le débit de rupture au niveau de la digue qui est 45 m³/s

5.4.3 .Scénario de rupture

Le barrage de Malpasset est un rare exemple de rupture total et instantané d'un barrage, la capacité de barrage est de 55million de mètres cubes avait été construit pour l'irrigation et comme un réservoir pour l'eau potable. Il était situé dans un col de la vallée de Reyran, à environ 12 Km de Fréjus, Sa hauteur était de 66,5 m, sa longueur de couronne de 223 m et son épaisseur variait de 1,55 m à 6,77 m. Le 2 décembre 1959 à 09h14, après une période de fortes pluies qui a rapidement rempli le réservoir, le barrage a soudainement cédé. Le bruit du craquement de sa voûte alerte en premier le gardien de l'ouvrage, qui se réfugie en haut de sa maison, à 2 km et demi en aval. Bien lui en prend une gigantesque vague de 40 m de haut déferle dans l'étroite vallée à la vitesse de 70 km/h. Balayant tout sur son passage, elle débouche sur Fréjus 20 minutes plus tard, avant de se jeter dans la mer. L'enquête a montré que la principale cause de l'accident était une faille souterraine en aval du barrage. Sous le poids de l'eau, l'arc se détacha de sa fondation.(**Jean-Michel Hervouet., 2007**)Le scénario de la rupture pour notre model est instantané, pour un temps de formation est égal zéro (t=0)

5.4.4 Resultats

Le résultat de la modélisation de la rupture de barrage Malpasset avec le logiciel HEC-Ras donne la représentation suivante.

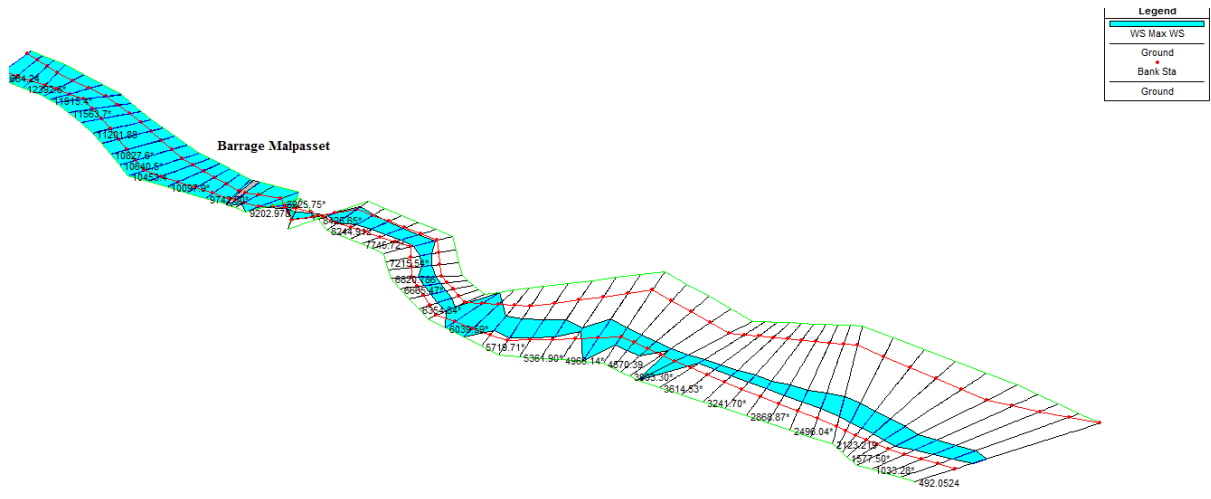


Figure 4-5 Représentation sous HEC-Ras de l'étendue de l'écoulement à l'aval du barrage

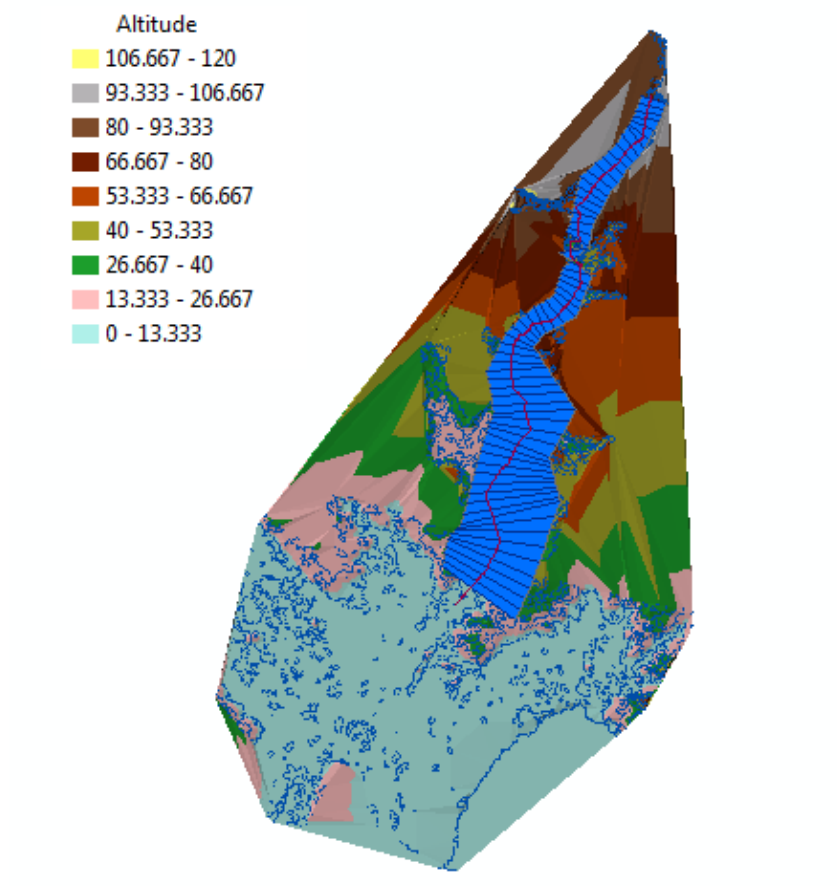


Figure 5-5 Représentation sous ARCGIS de propagation de l'écoulement à l'aval

Pour mieux visualiser la corrélation entre les valeurs observées et les valeurs simulées, nous avons un tableau d'hauteurs d'eau maximal résultant de la rupture observée (**Jean-Michel Hervouet., 2007**) et un tableau pour les valeurs simulée, malgré le décalage de points de mesure.

Tableau 1-5 : Les hauteurs d'eau observée

Points	Distance du digue (m)	Cote de Fond (m)	Cote d'eau (m)	Hauteur d'eau (m)
1	336	43.9	84.2	40.3
2	1320	34.5	49.1	14.6
3	4840	23.1	34.9	11.8
4	8960	7.5	12.9	5.4

Tableau 2-5 : Les hauteurs d'eau simulée

Points	Distance du digue (m)	Cote de Fond (m)	Cote d'eau (m)	Hauteur d'eau (m)
1	318	40.09	76.4	36.4
2	1305.3	40.0	49.77	9.77
3	4813.5	20.0	35.5	15.5
4	8891.8	10	11.5	2.5

La comparaison entre les hauteurs d'eau observé et simulée pourtant le décalage de la distance de la digue, à cause de niveau de profil à travers pour notre cas, montrée que les résultats donnée est approximativement acceptable, on peut expliquer ces écarts de différence degré de précision modélisation numérique de terrain.

Conclusion

Le calage des données simulées est une étape importante dans un procédé de modélisation. Il permet de mettre en accord le simulé avec le mesuré. Pour cela, nous avons utilisée les hauteurs observées de rupture de barrage Malpasset avec les hauteurs simulées avec HEC-RAS.

Pour répondre aux différents besoins de modélisation hydraulique, il est essentiel de disposer de deux types d'outils. Un modèle numérique de terrain MNT capable d'apporter des résultats rapides, fiables et précise, et modèle hydraulique qui permet la description physique du cours d'eau soit 1D ou 2D.

L'utilisation du logiciel HEC-Ras nous a permis d'obtenir une première visualisation de l'étendue de la crue. Ce logiciel a constitué un outil essentiel pour la représentation spatiale de l'avancée du travail tout au long de l'étude ainsi que pour le développement de la méthodologie à adopter pour une représentation temporelle à l'aide du logiciel ArcMap. La discussion des résultats a mis en évidence une ouverture pour améliorer notre modèle en utilisant le principe de l'extrapolation des profils en travers.

En conclusion, grâce aux différentes données disponibles, nous avons pu modéliser la dynamique hydraulique de rupture de barrage ainsi que les réponses du tronçon à l'aval de rivières étudié à plusieurs points.

PARTIE III

Chapitre 6.

Modélisation de la rupture
du barrage Hammam Grouz

Introduction

HEC-RAS, est un code de calcul qui permet de trouver les variables hydrauliques des eaux à surface libre, basé sur les équations de Saint-Venant, beaucoup de chercheurs ont utilisé ce code pour la simulation de rupture de barrage, à titre d'exemple, rupture du barrage de Lom-Pangar (Cameroun) (**Pierre Biedermann et al. 2005**) et rupture du barrage de Çokal (Turkey) (**Hasan Ozdemiret al. 2010**).

Dans le présent travail, en utilisant les logiciels : SURFER 9 et HEC-Ras, nous allons étudier l'éventuelle rupture du barrage Hammam Grouz, qui s'appuie sur un travail de terrain exhaustif et sur une modélisation numérique des écoulements à l'aval du barrage.

Les objectifs de l'étude sont les suivants:

- reconnaître et organiser les études nécessaires à l'aval du barrage;
- déterminer les scénarios probables de rupture du barrage en fonction de ses caractéristiques;
- modéliser numériquement une rupture du barrage;
- définir les conséquences probables dans la zone à l'aval du barrage.

6.1 Présentation du barrage

Le site du barrage de Hammam Grouz dans la wilaya de Mila se trouve à 3 Km au sud de la ville de l'Oued Athmania et à 45Km au sud ouest de la ville de Constantine. Il est situé vers l'amont d'une gorge incisée par Oued Rhumel dans les calcaires crétacés qui forment le Djebel Grouz (*Fig :1-6*). Le barrage est destiné à l'alimentation en potable de la ville de Constantine et à la protection de la ville d'Oued- Athmania contre les inondations pouvant être créée par le régime de l'Oued Rhumel.

6.1.1 Caractéristiques du barrage Hammam Grouz

Tableau 1-6 : Caractéristiques principales du barrage Hammam Grouz

Volume total de la cuvette	45 Mm ³
Fondation du barrage	687.0 m
Retenue normale	727.0 m
Crête de barrage	736.5 m
Hauteur du barrage	49.5 m
Longueur en crête du barrage	217 m



Figure 1-6 : Barrage Hammam Grouz

6.1.2 Description et analyse du milieu

Le cours d'eau a été visité en de nombreux points depuis la digue, jusqu'au pont à la sortie de la ville d'Ain Smara. Les déplacements ont eu lieu en voiture tout terrain, en saison sèche, par les routes et pistes qui longent la rivière ou qui y accèdent au droit des ponts. Les ouvrages qui peuvent être menacés par l'onde de rupture du barrage sont montrés ci-dessous. (Tab : 2-6 et Fig :2-6)

Tableau 2-6 : Les constructions à l'aval de barrage

Constructions	Distance depuis la digue (m)
Ville Oued Athmania (section 9.11)	3317
Station d'épuration des eaux usées (section 8.92)	3711
Pont de l'autoroute Est-Ouest (section 8.75)	4204
Ville Ouled Kasbah (section 6.)	9363

Pont de CWN101 (section 2.72)	18013
Ville d Ain Smara (section 1.33)	22062
Pont d Ain Smara (section 1)	22738



Figure 2-6 : Ouvrages éventuellement menacés à l'aval du barrage

6.2 Matérielles et méthodes utilisées

L'utilisation de HEC-Ras, nécessite une géométrie primordiale pour réaliser une simulation proche de la réalité. Les sections (Cross section) représentent l'élément clé d'une bonne géométrie. Nous avons utilisé le logiciel Surfer 9. Cet utilitaire permet l'extraction des profils en travers à partir du MNT de la carte d'état-major de site d'une échelle 1/50000, et les sections transversales ainsi que la distance entre deux sections consécutives.

Lorsqu'on utilise un modèle hydraulique 1D, on fait l'hypothèse que tous les écoulements s'effectuent dans une unique direction : l'axe de la rivière. Cet axe permet de mesurer la distance curviligne séparant les profils en travers pour calculer la pente du lit de la rivière, qui est un paramètre très important. Cette tâche est assistée par l'affichage des courbes de niveau et le tracé devient très précis. Enfin, nous avons déterminé seize (16) sections en lit majeur, qui sont utiles pour tracer les profils en travers. L'ensemble des lignes constitue la structure longitudinale du modèle (*Fig.3-6*).

Le pas d'espace du modèle hydraulique étant fin, on crée des profils en travers intermédiaires par interpolation des profils extraits du MNT. Pour que cette interpolation soit réaliste, il est

préférable de simplifier les profils en travers extraits du MNT en ne conservant que les points caractéristiques.

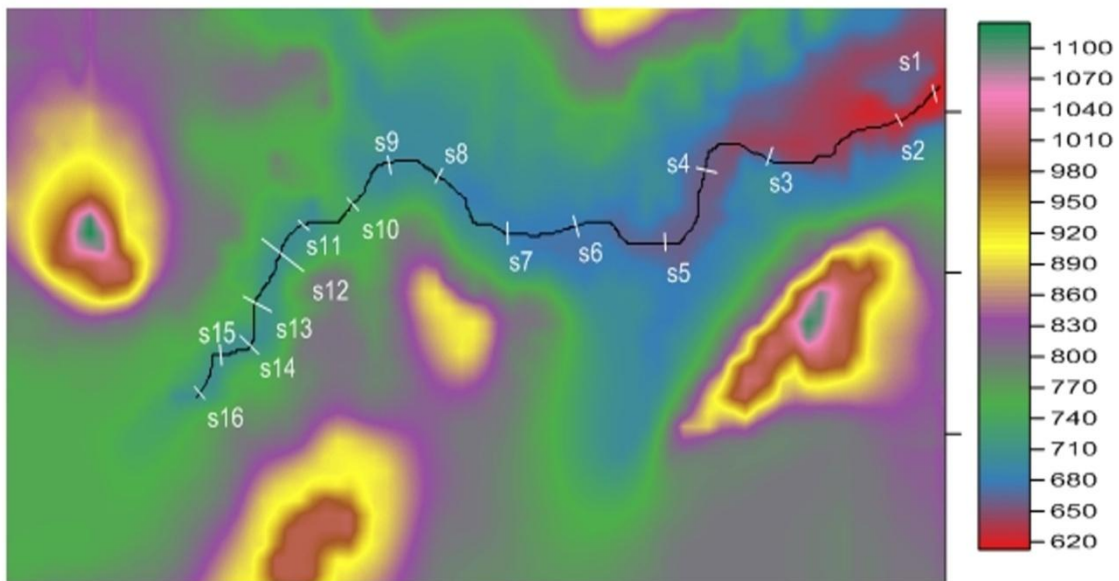


Figure 3-6 : Les courbes de niveaux de la zone d'étude avec les sections de l'oued Rhumel.

6.2.1 Méthodologie d'application le modèle

Nous présentons tout d'abord les hypothèses formulées et les simplifications concédées pour mener à bien la modélisation hydraulique. Ensuite nous dévoilons les résultats des simulations hydrauliques et la cartographie de l'aléa dans la vallée de la Rhumel.

La grande difficulté des simulations en régime transitoire réside dans l'instabilité du modèle ; nous avons finalement retenu un pas d'espace de 170 m entre deux sections consécutives et un pas de temps de calcul de 2 minutes.

1. Scénario de la rupture du barrage

C'est une rupture qui fait suite d'une averse d'une période de retour de 100 ans (overtopping). D'après les études que nous avons vues dans le chapitre précédent et les scénarios de formation de brèche pour les barrages poids, la brèche formera en 10 minutes, d'une forme rectangulaire avec une longueur de 90 mètres et de largeur 28 m. Pour modéliser le comportement de l'écoulement à l'aval de barrage, un hydrogramme de crue a été introduit pour montrer les variations de débit et de la hauteur d'eau pour une période d'un temps donné. La simulation a été faite pour un régime non permanent (transitoire).

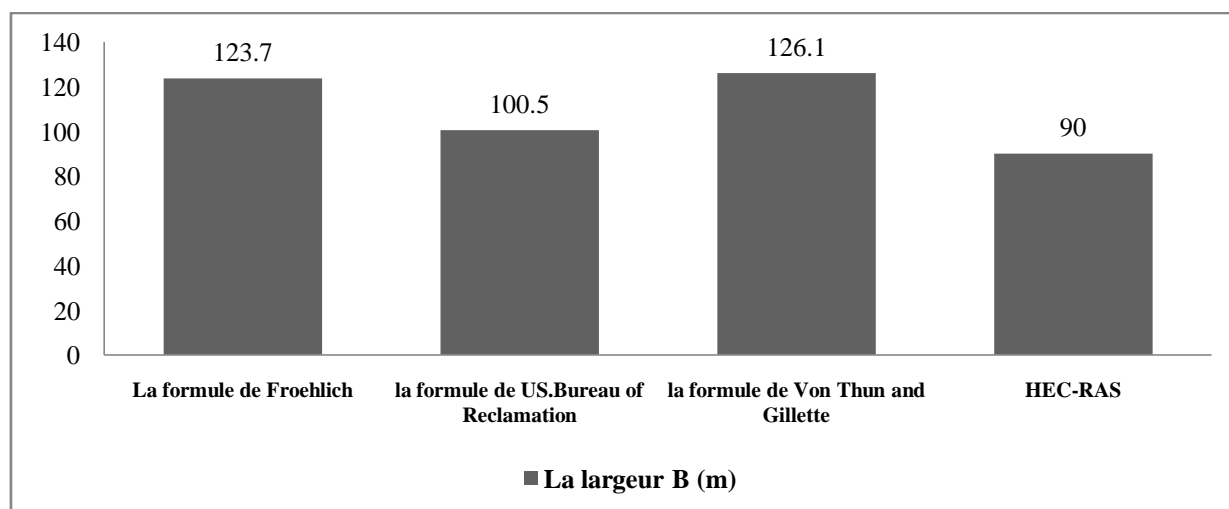


Figure 4-6 : Estimation de la largeur de brèche pour différentes formules

Suit a les normes des USA, la forme de largeur de base de brèche pour le barrage poids est adaptée à la forme de la digue, pour notre cas, il est $B=90\text{m}$. (Fig :6-6b)

Ce travail est instauré sur une modélisation numérique de rupture de barrage, en considérant un volume initial de 45 Mm^3 et une cote de retenue de 727.0 m . Cette modélisation numérique a été complétée par une étude de sensibilité portant sur le temps de formation de la brèche.

2. Données hydrauliques :

Condition initial

donner un débit initial. A l'instant $t = 0$, ce débit $Q = 39.8 \text{ m}^3/\text{s}$, qui représente le débit initial dans l'hydrogramme de crue.

le mode de rupture par submersion (overtopping).

Conditions aux limites

La condition aux limites amont appliquée au modèle est l'hydrogramme de crue du barrage qui correspond à période de retour $T=100 \text{ ans}$ (Fig :5-6)

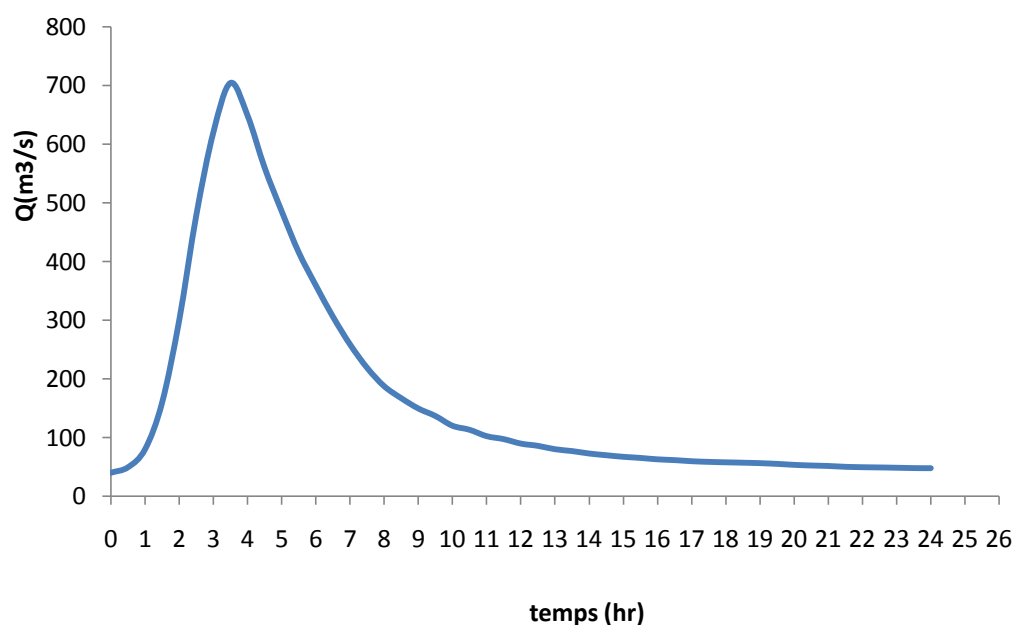


Figure 5-6 : Hydrogramme de Crue -barrage Hammam Grouz (T=100 ans)

à l'aval du barrage, on tient compte la pente de le oued Rhumel, qui est $I = 0.02748 \%$.

Au niveau du barrage : On prend la hauteur de l'ouverture de la vidange de fond qui égal $H = 1.4m$, d'une cote de retenue de 704.0 m, et la hauteur de l'évacuateur d' entre $[8.5m \text{ à } 9m]$ d'une cote de retenue de 727.0 m

3. Données de la rugosité

Le modèle hydraulique 1D utilise des valeurs de rugosité différentes pour le lit mineur et le lit majeur. Les frottements en lit mineur sont plus faibles qu'en lit majeur en particulier à cause d'une rugosité de surface plus faible. En conséquence, il a été choisi d'affecter des coefficients de Manning différents en lit mineur et majeur, le Manning en lit majeur étant nécessairement plus élevé qu'en lit mineur.

Le Tableau (3-6) récapitule les différents paramètres implémentés dans le générateur de paramètres et les intervalles de valeurs choisies physiquement acceptables – inspirés des manuels de l'utilisateur (USACE, 2008).

Tableau 3-6 : Paramètres de calage et intervalles de valeurs physiquement acceptables implémentés dans le générateur de paramètres.

Paramètre	Min	Max
Coefficient de Manning du lit mineur	0,02	0,08
Coefficient de Manning du lit majeur (Hors zones urbaines)	0,02	0,2

Nous avons adopté les coefficients de perte de charge (rugosité) pour le lit mineur et les rives inondables respectivement comme suit : 0.033 et 0.05, pour une longueur de 23km d'oued Rhumel à l'aval du barrage,

Les pertes de charges liées aux contractions et expansions du lit, naturelles ou liées à des obstacles, sont prises en compte dans le modèle avec des coefficients respectifs de 0.1 et 0.3.

6.3 Résultats et discussions

Nous avons utilisé un intervalle de temps plus court qui produirait des résultats plus authentiques, les caractéristiques de l'onde de submersion, y compris les débits, les hauteurs d'eau et les vitesses ont été calculées pour les sept sites sélectionnés. La figure (6-5) représente le profil longitudinal et les données de brèche que nous avons injectée dans le modèle, la figure (7-6) représente les variations de débit et de hauteur d'eau au niveau de la digue durant la rupture d'une durée de 24 h.

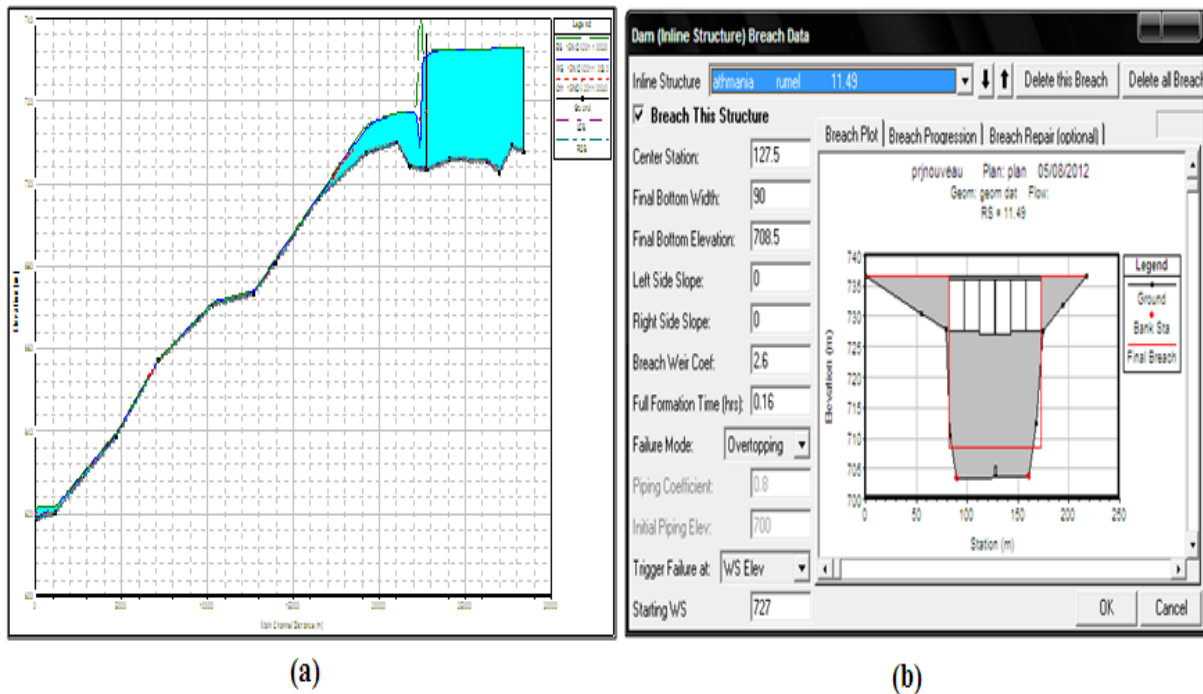


Figure 6-6 : (a) Profil longitudinal de la rupture dans le modèle HEC-Ras après 20 minutes
 (b) la forme de brèche et le temps de formation

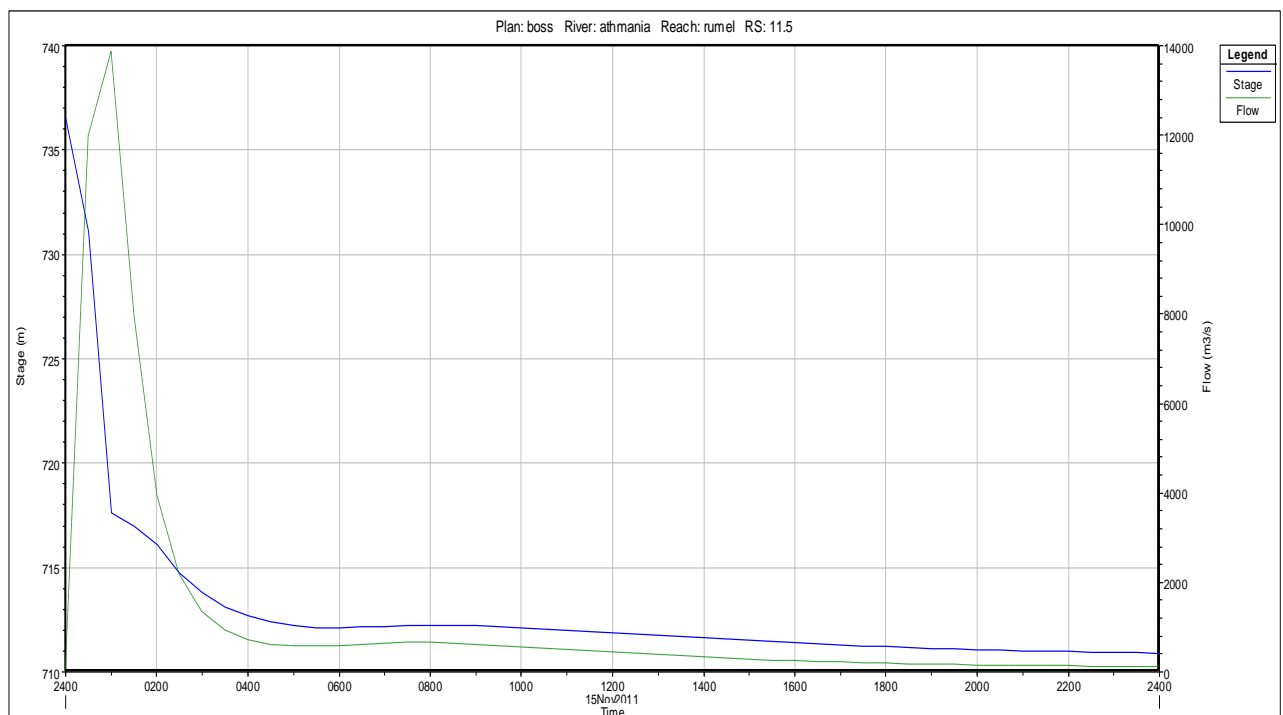


Figure 7-6 : La variation de débit et de la hauteur d'eau au niveau de la digue après la rupture
 Ce qui nous intéresse est de caractériser la rupture, donc on essaie de voir ce qui se passe
 grands débits, c'est-à-dire en pratique les débits maximaux. Le débit déversé est augmenté
 rapidement après une heure et atteint une valeur maximale qui est $Q=13870\text{m}^3/\text{s}$, ensuite

diminue jusqu'à la valeur $Q=105 \text{ m}^3/\text{s}$. D'autre côté, la figure ci-contre montre la variation du profil de l'écoulement en fonction du temps. On peut distinguer deux phases de l'écoulement :

- La première phase est caractérisée par une diminution rapide de la hauteur de sa valeur de $Z = 736.5 \text{ m}$ à 710m durant quatre heures,
- La deuxième phase commence lorsque la hauteur d'eau reste quasiment constante, ce que signifie que, le barrage est complètement vidé après 24h.

6.3.1 Débits de pointes

Dans la simulation de rupture qui a été réalisée, on représente sur la Figure (8-6) des débits de pointe extraordinaires tout le long de la rivière ; l'onde qui déferle dans le cours de l'Oued Rhumel induit des débits qui dépassent largement les crues de projet de $T=100$ ans utilisées, Il est intéressant de constater que le débordement de l'écoulement sur les deux côtés de l'Oued amorti le débit déversé au niveau d'Ain Smara d'un taux égal 40%.

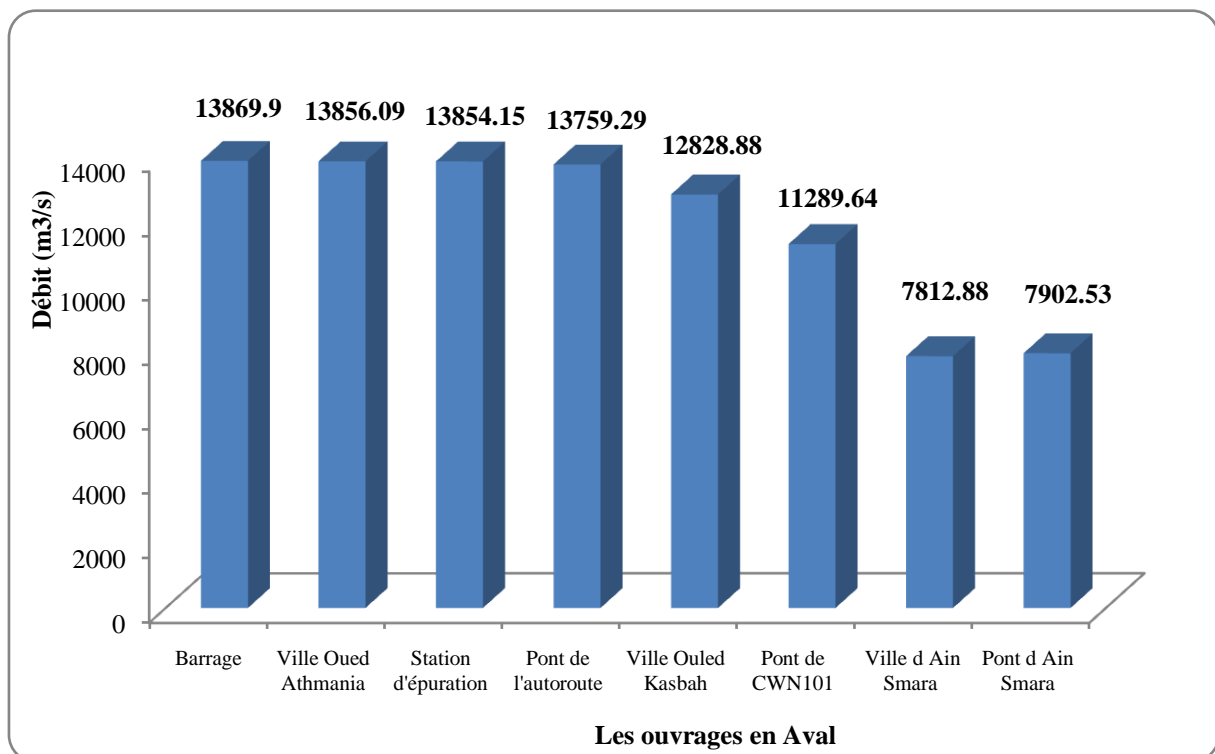


Figure 8-6 : Débits de pointes au niveau de chaque ouvrage.

Il est intéressant de constater que la formule d' US Bureau de Reclamation donne la valeur de débit maximal la plus proche de la simulation avec Hec-Ras (Fig : 9-6).

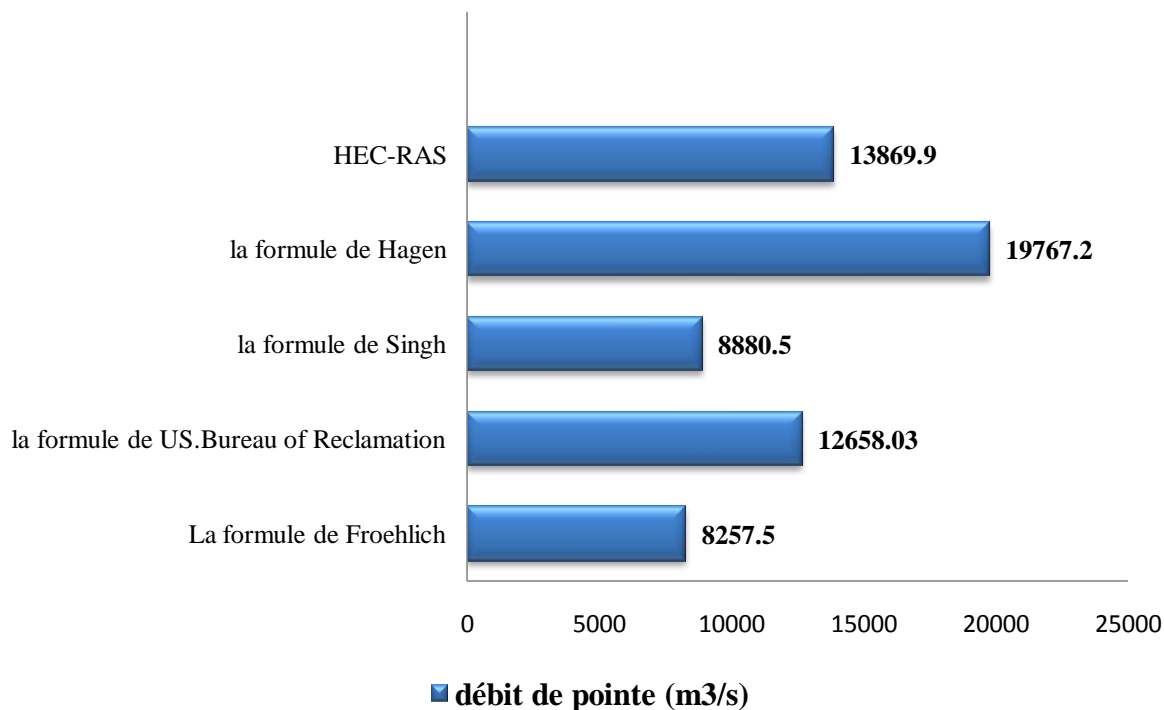


Figure 9-6 : Estimation de débit maximal par différentes formules

6.3.2 Surélévation de la ligne d'eau

Les estimations des niveaux d'eau sont sources d'informations très utiles pour la gestion des inondations. La surélévation de la ligne d'eau varie fortement :

- i) en fonction du profil encaissé ou au contraire évasé de la vallée,
- ii) en fonction de la pente du lit.

Le modèle hydraulique produit la ligne d'eau maximale atteinte pendant la rupture, cette ligne d'eau correspond à l'extension maximale de l'onde de submersion, dans la figure (10-6), on observe la hauteur d'eau décroît rapidement juste après la rupture de 33 m à 5.06 m, et puis augmentent pour atteindre la hauteur de 18.7m, cette variation reflète la morphologie et la pente d' Oued Rhumel qui ont joué un rôle très important.

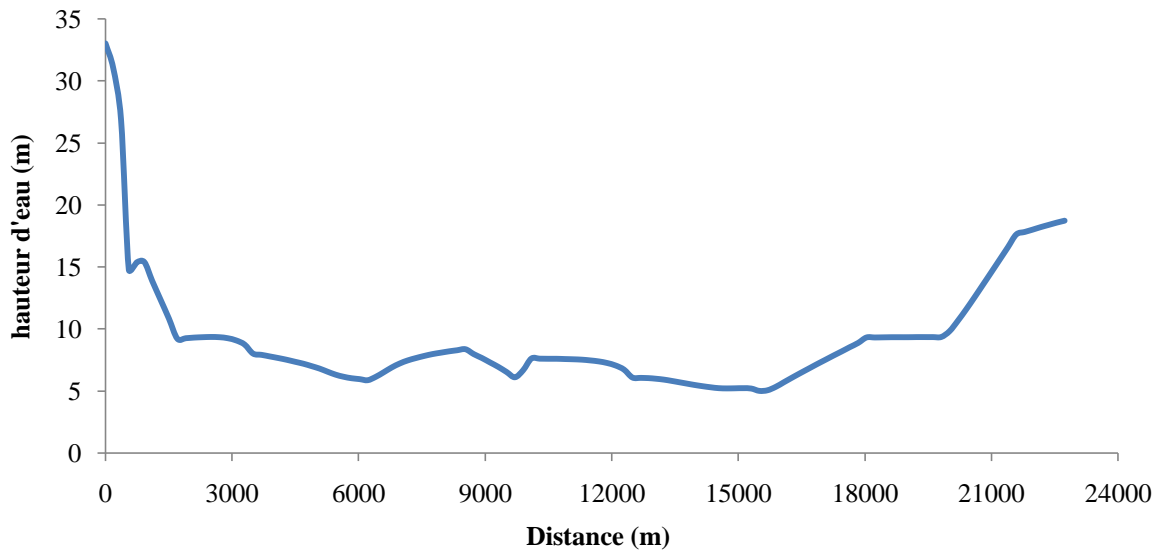


Figure 10-6: Hauteur d'eau de l'écoulement à l'aval

La montée et le déclin d'eau à proximité de chaque ouvrage illustré dans la figure (11-6), revient à l'onde de submersion qui est créée et écoulee au long d'Oued Rhumel à l'aval du barrage, expliquée, puis, à partir d'un certain temps, l'élévation d'eau reste quasiment constante.

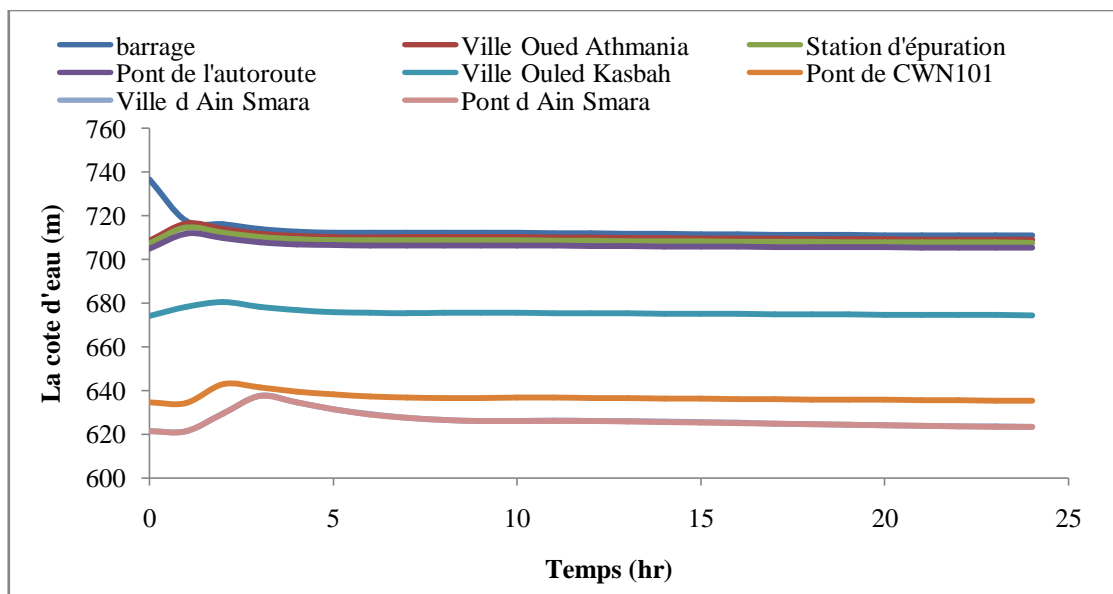


Figure 11-6 : Surélévation de la ligne d'eau en fonction de temps au niveau de chaque ouvrage

6.3.3 Vitesse d'écoulement

La Figure (12-6) représente l'irrégularité du régime de la vitesse le long du cours de l'oued. L'effet de la pente est un facteur plus important sur cette irrégularité, sans négliger évidemment la variabilité des sections transversales de l'oued et ces singularités.

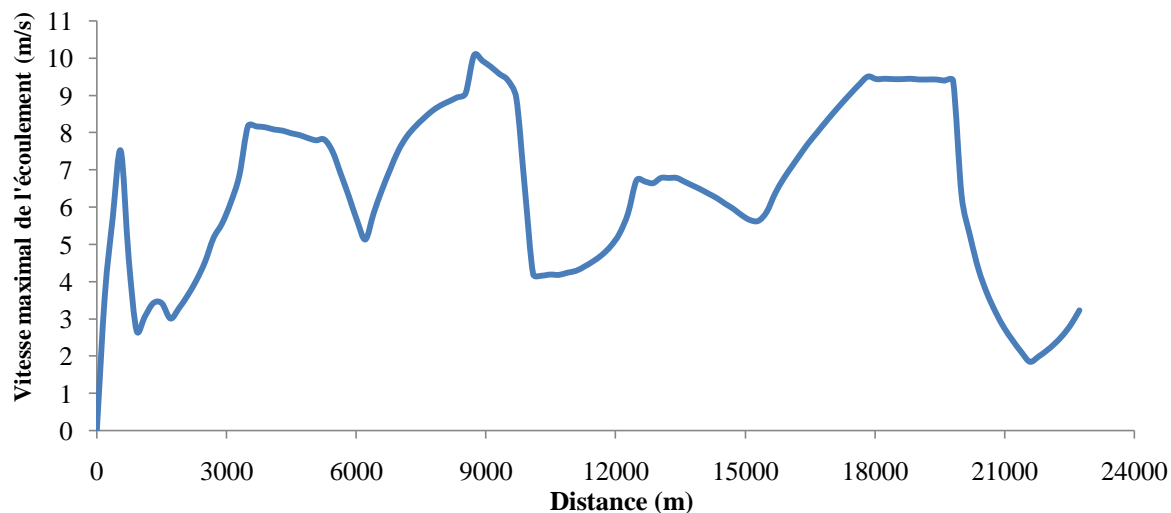


Figure 12-6 : Vitesse maximale d'écoulement à l'aval du barrage

6.3.4 Intensité de submersion

L'intensité de submersion est définie comme le produit de la vitesse d'écoulement v par la hauteur d'eau h , déterminées par un calcul de l'onde de submersion. Les valeurs seuils de l'intensité de submersion sont différentes selon les objets touchés (Fig : 13-6).

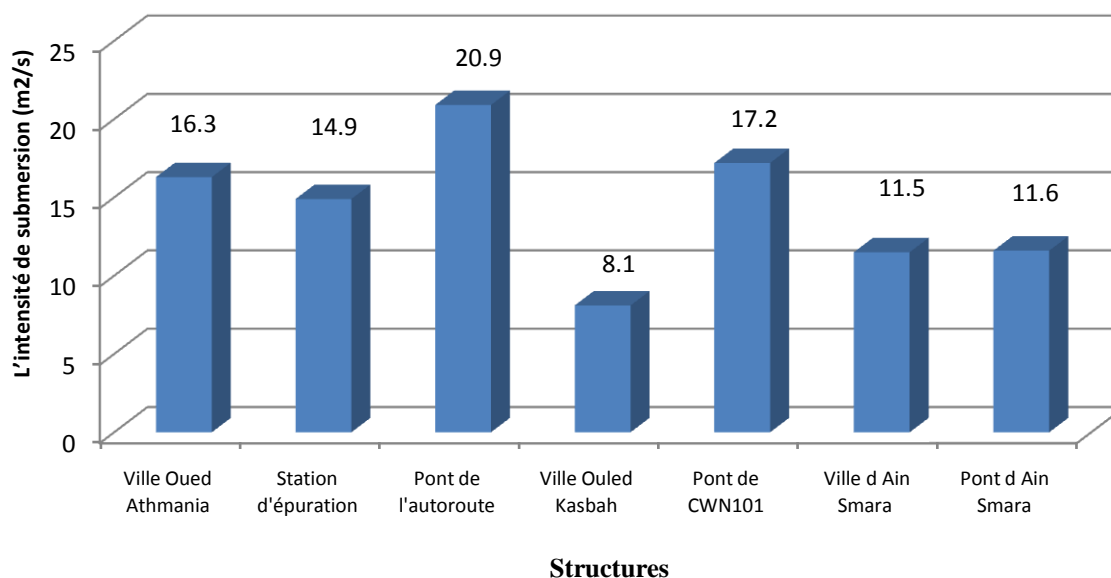


Figure 13-6 : Valeurs de l'intensité de submersion pour chaque ouvrage

Comme a été indiqué dans le chapitre 2, d'après les recommandations de l'OFEN, on constate que tout ouvrage est en danger élevé, lorsque, l'intensité de submersion est plus grande que la valeur seuil ($2\text{m}^2/\text{s}$), dans la figure 13-6 ,on a remarqué les ouvrages qui sont plus loin comme Ain Smara (22062m) ont un danger élevé par rapport aux ouvrages plus proches comme Ouled Ksabah (9363m)) de la digue du barrage, lorsque ce dernier a une valeur d'intensité de submersion $I = 8.1 \text{ m}^2/\text{s}$ et celle de la ville de Ain Smara $I = 11\text{m}^2/\text{s}$.

6.3.5 Zone d'inondation

La zone d'inondation par débordement de cours d'eau comprend les zones dans lesquelles des inondations sont susceptibles de se produire, de façon plus ou moins importante et fréquente. Pour la réaliser, il faut se baser sur la largeur supérieure de l'écoulement pour chaque section.

Les risques consécutifs à la rupture d'un barrage sont dus à la propagation d'un volume d'eau important avec une grande vitesse. Ceci se traduit par des risques d'inondation tels que ceux qu'on rencontre lors d'une crue naturelle. Cependant, à proximité du barrage, les niveaux atteints peuvent être bien supérieurs, ce qui peut impliquer des zones inondables très vastes et les fortes vitesses peuvent engendrer des destructions très importantes.

Tableau 4-6 : Les paramètres hydraulique au niveau de chaque ouvrage

Station	Distance (m)	Hauteur (m)	Largeur inondée (m)	Vitesse (m/s)	Temps d'arrive (HH :MM)
Ville O.Athemanian	3317	10.23	882.8	2.57	00 :19
ST. D'épuration	3711	9.45	818.6	2.97	00 :21
Pont Autoroute	4204	8.98	911.1	2.83	00 :23
Ville O. Kasbah	9363	8.61	977.9	1.82	00 :36
Pont CW101	18013	10.04	572.8	3.18	00 :56
Ville Ain Smara	22062	19.55	662.2	0.78	01 :10
Pont Ain Smara	22738	19.9	555.1	0.93	01 :13

La carte d'inondation représente donc la zone où il existe un risque d'inondation (Fig :14-5) ,a partir des résultats obtenus, nous avons construit deux cartes d'inondations pour les deux villes en aval, la ville Oued Athmania et Ain Smara (Fig : 15-6 et Fig : 16-6).

**Figure 14-6** : Carte d'inondation

Station	Temps d'arrivée (HH:MM)	Hauteur Max (m)
11.49	00:00	33.5
9.11	00:19	8.71
8.92	00:21	7.88
8.75	00:23	7.63

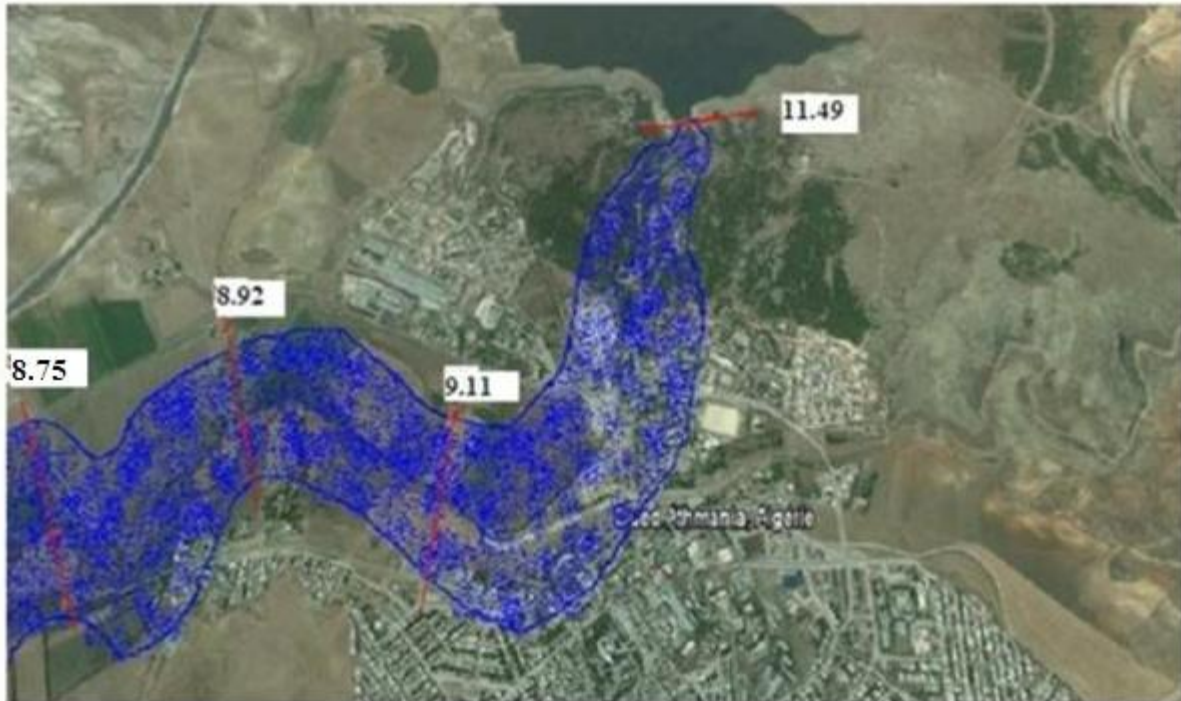


Figure 15-6 : Zone de risque pour la ville Oued Athmania

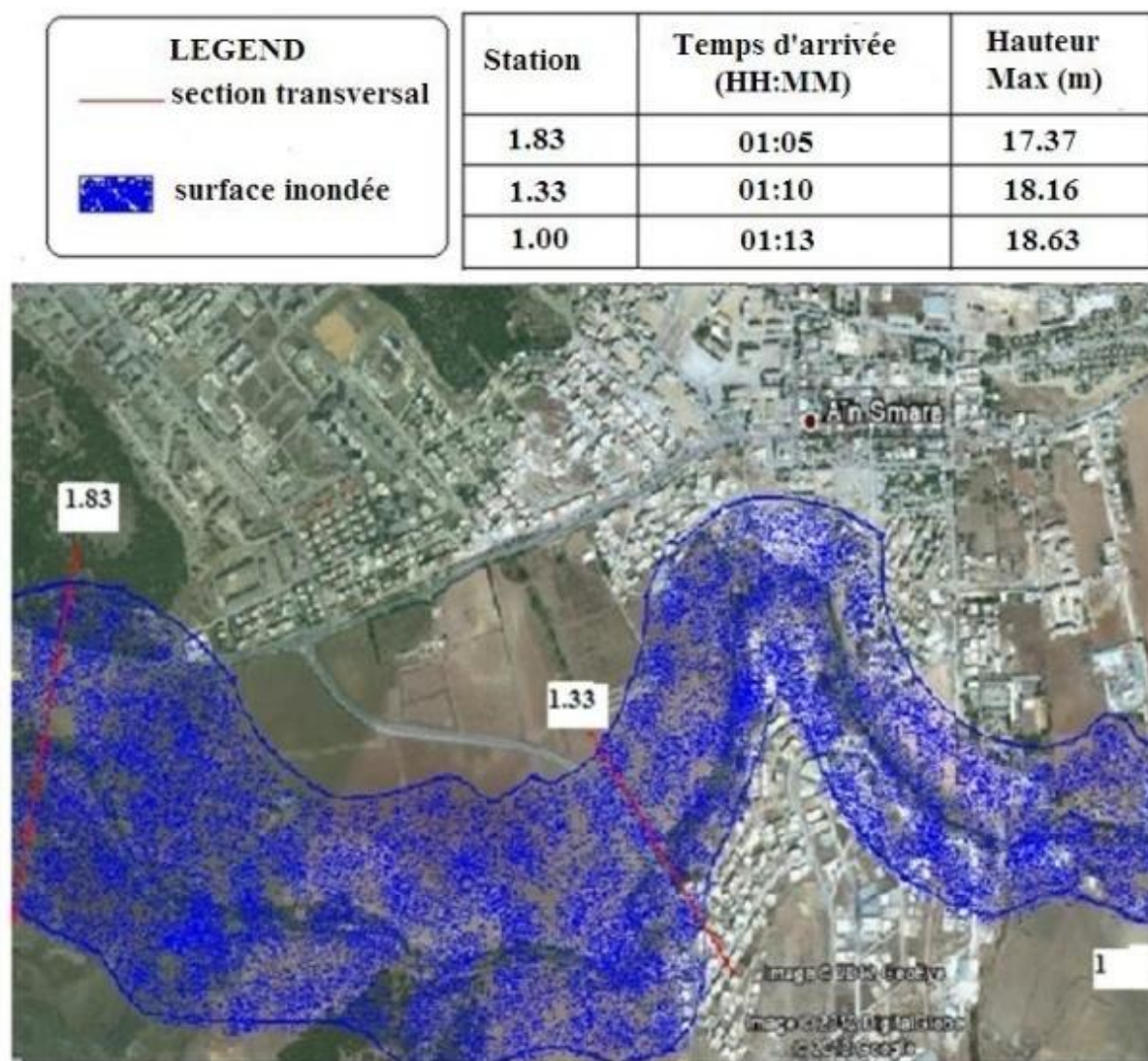


Figure 16-6 : Zone de risque pour la ville Ain Smara

Ces cartes d'inondation montrent les débordements de l'onde de propagation sur les deux cotés de l'oued Rhumel, par exemple, la largeur principale de la section « 1.33 » est de 13 m ; mais la délimitation d'inondation atteint 662 m.

La simulation de rupture du barrage de Hammam Grouz par le modèle de HEC-Ras a donné des résultats remarquables :

le débit de pointe au niveau de la digue a atteint $13869 \text{ m}^3/\text{s}$,

le temps d'arrive de l'onde de submersion à la ville Oued Athmania est dix-neuf (19) minutes.

La figure (13-6) montre le rôle de la topographie de l'oued sur la variation de la hauteur d'eau et la vitesse, par conséquent, influence directement sur l'intensité de submersion pour chaque section (construction).

6.4 Sensibilité des résultats

6.4.1 Sensibilité de débit avec le temps de formation

Pour analyser l'effet de temps de formation de brèche sur l'hydrogramme de rupture au niveau de la digue, nous avons sélectionné différentes valeurs qui comprennent entre 0.1 à 0.5 hr, la figure ci-dessous montre bien ces variations des débits en fonction du temps.

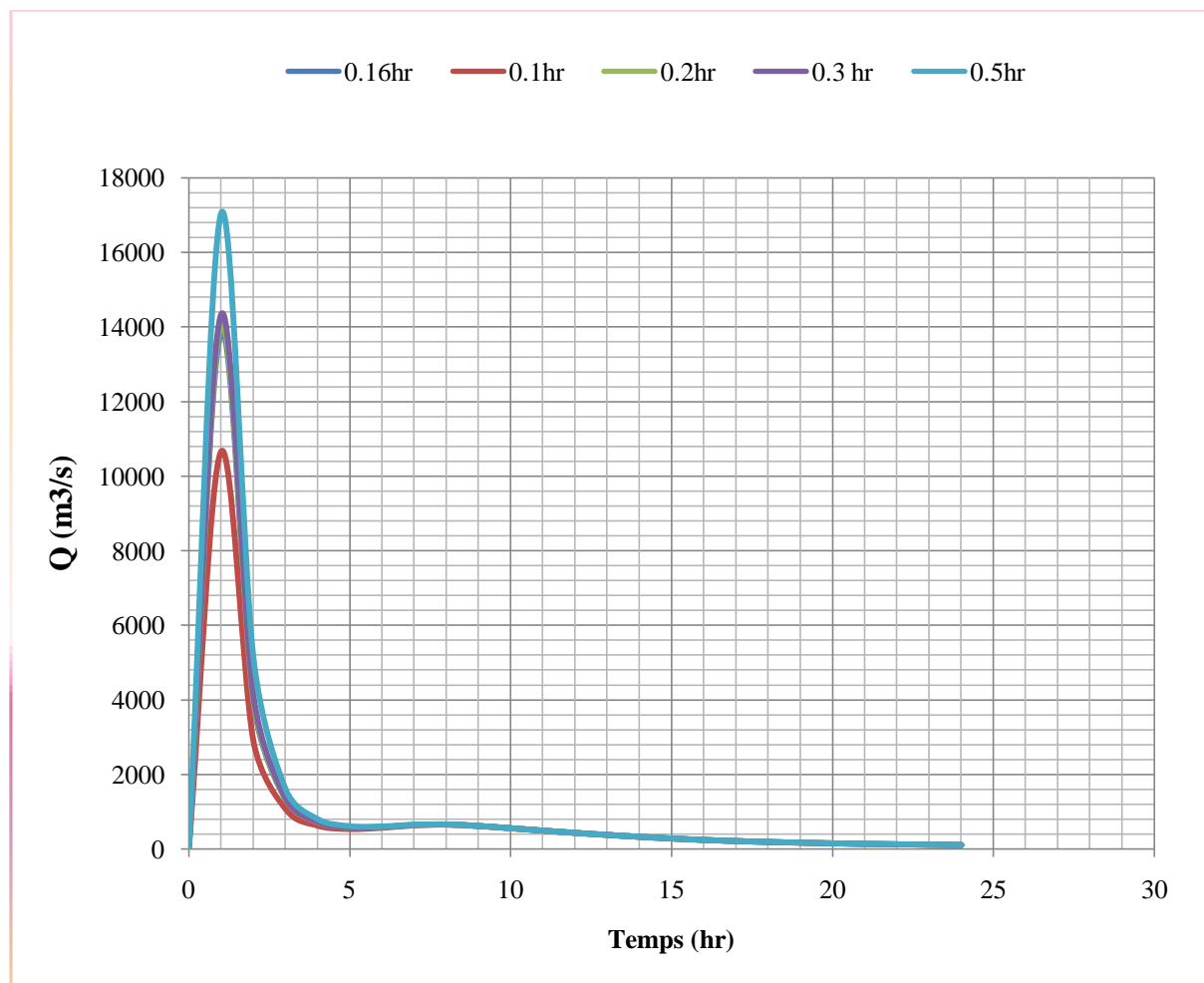


Figure 17-6 : Hydrogrammes de la rupture au niveau de barrage pour différents temps de formation

6.4.2 Sensibilité avec Coefficient du Manning

Pour mettre en évidence la sensibilité du modèle à ce paramètre, nous proposons un test de sensibilité. Le test de sensibilité peut porter sur la ligne d'eau, la vitesse ou sur le routage d'un hydrogramme.

Nous avons choisi les valeurs de paramètres suivants $n = (0.05 ; 0.07 ; 0.08)$, pour avoir l'influence de rugosité sur les cotes d'eau au niveau du barrage, Ville Oued Athmania et Ville Ain Smara (*Fig : 18-6*), et aussi la hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement le long de l'Oued Rhumel (*Fig : 19-6*). Ces trois couples de valeurs donnent les résultats suivants :

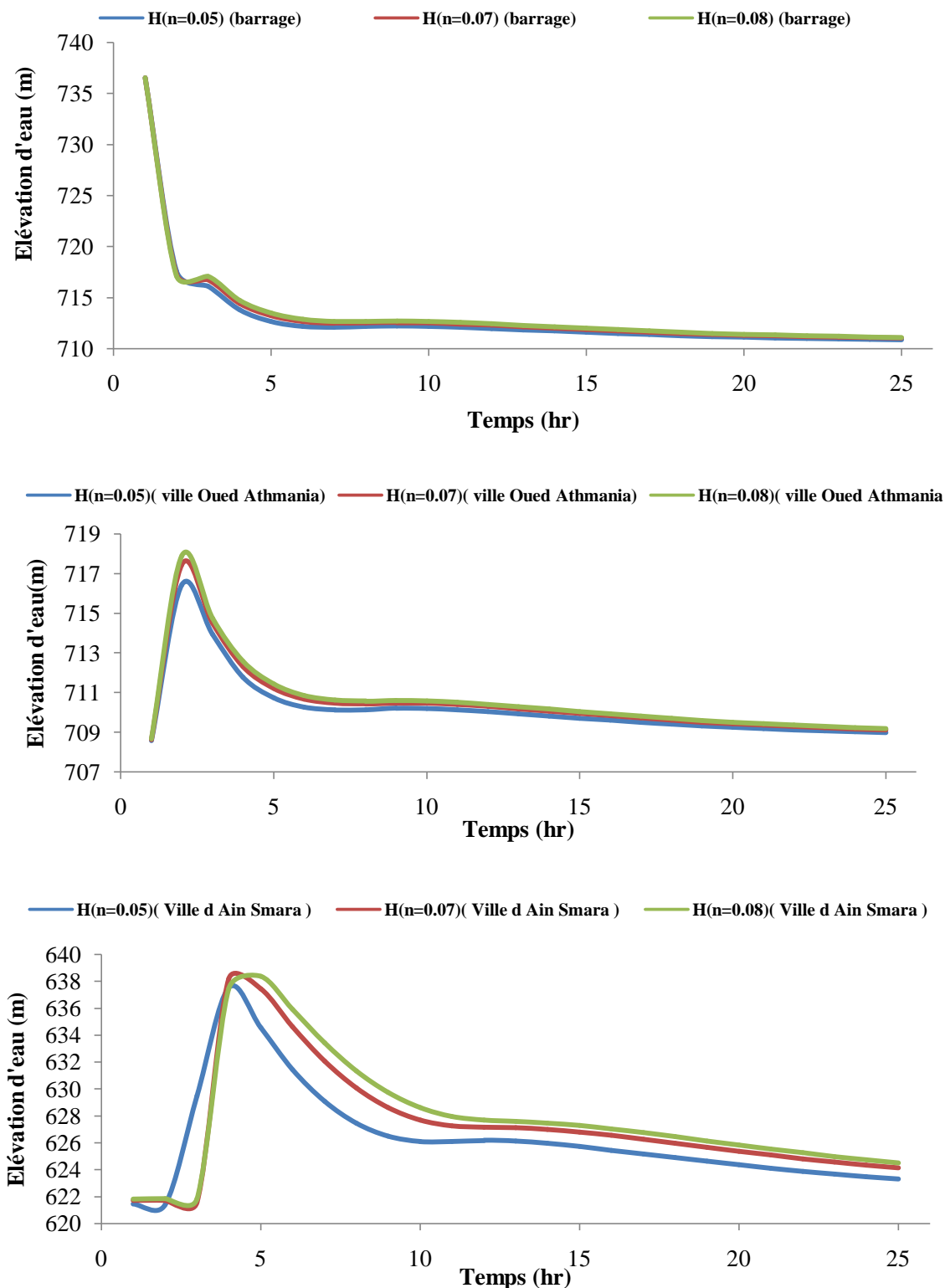


Figure 18-6 : Sensibilité d'élévation d'eau avec coefficient de Manning

On constate que :

l'effet de la rugosité sur la cote maximale de la ligne d'eau est assez sensible, notamment sur les ouvrages éloignés,

la variation de la hauteur d'eau et la vitesse de l'onde de la submersion sont proportionnelles avec le coefficient du Manning, et cela représente l'influence de la rugosité sur frottement de l'écoulement.

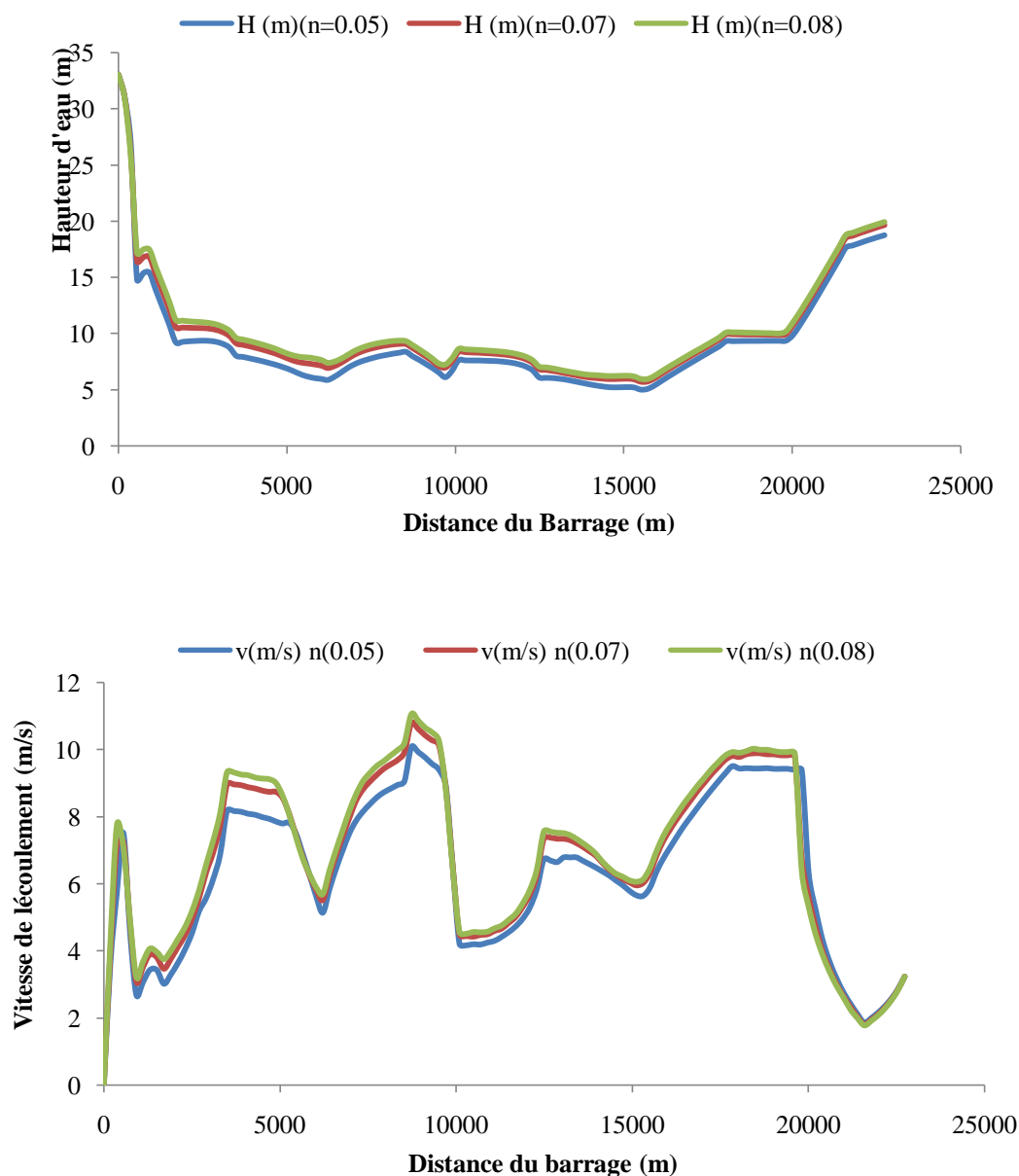


Figure 19-6 : Sensibilité de l'hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement avec coefficient du Manning

Conclusion

La géologie du site du barrage d' Hammam Grouz a une relation intimement liée à la circulation de l'eau à travers les fondations et les rives de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie sur les conséquences de la rupture de barrage est essentielle. . Les calculs que comportent ces études ont principalement pour but de déterminer l'étendue de la zone géographique potentiellement à risque, afin de pouvoir évaluer les conséquences sur les populations, les biens, les infrastructures ainsi que les installations industrielles et commerciales, et de permettre la préparation de mesures d'alerte et d'urgence adaptée et efficaces.

Après la simulation et d'après les résultats obtenus on peut confirmer, qu'un réel danger peut toucher toutes les infrastructures ainsi que les populations qui se trouvent à l'aval du barrage.

Comme le montre les figures précédentes, notamment celles des hauteurs, des vitesses ou des débits, ainsi que la célérité des ondes et compte tenu de la variation de la pente, induisant des charges dynamiques variables, la zone aval se trouve brusquement inondée.

Le décroissement rapide d'élévation d'eau qui présente dans la figure (10-6), due à la rupture instantanée pour un temps de formation de brèche $T= 10$ minutes. La variation hypothétique de la vitesse de 0-10 m/s, au long de la Oued Rhumel (Fig :12-6) due à la variation de topographie de l'oued et à la variation section transversale de celle-ci. L'objectif principal de cette étude est de créer une carte d'inondation (Fig :14-6), qui peut nous aide pour faire des actions préventives en cas d'urgence. Cette étude représente aussi l'importance de la capacité de l'évacuateur de crue, en particulier pour les barrages poids. Les figures (17-6, 18-6) et (19-6) montrent l'effet de temps de formation et le coefficient de rugosité sur les résultats obtenue.

Conclusion et perspectives

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.

La modélisation de rupture de barrage poids de Hammam Grouz d'une capacité égal 45M m^3 à l'échelle du bassin versant de Oued Rhumel d'une longueur égal 23 km, a permis d'établir un diagnostic intégré du risque. Nous avons mis en évidence la situation délicate de certaines communes et des ouvrages à l'aval du barrage. Ces simulations constituent un outil d'aide à la décision pour les acteurs de la vallée. Les résultats du diagnostic et des prospectives peuvent également être utilisés pour informer la population et la sensibiliser aux dangers, mais aussi à la richesse que représente leur rivière.

Le calcul de propagation de la crue de rupture dans la vallée située en aval de l'ouvrage a introduit des débits importants, comme celle au niveau du barrage, le débits de pointe ($13870\text{ m}^3/\text{s}$) égal 20 fois de débit de point d'hydrogramme de crue de barrage ($700\text{ m}^3/\text{s}$). La formule qui donnait la valeur de débit maximal la plus proche de résultat de simulation est celle d'US. Bureau de Reclamation ($12658\text{ m}^3/\text{s}$).

L'onde propagée après la rupture est caractérisé par la hauteur, la largeur et la vitesse, les hauteurs d'eau obtenues au long d'Oued Rhumel à l'aval du barrage compris entre 5m à 20 m, et la limite latérale de l'écoulement compris entre 500 m à 1000 m, d'une vitesse moyenne de l'onde de $V = 19\text{ km/h}$, la propagation des crues en région urbaine s'avère particulière, comme le cas de la ville Oued Athmania qui a une intensité de submersion plus de $I = 16\text{ m}^2/\text{s}$ et la hauteur de l'écoulement au niveau d'Ain Smara plus de $H = 19\text{ m}$, la prévision constitue une opération délicate, car la vitesse et la direction de propagation de l'onde de rupture subissent fortement des édifices, de leur forme, et de leur orientation.

L'application de scénario de rupture avec les paramètres de rugosité et le temps de formation de brèche ont permis de mettre en évidence la sensibilité des résultats avec ces paramètres. L'intervalle de valeurs acceptables du coefficient de Manning est plus restreint avec les niveaux d'eau qu'avec les étendues inondées. Cela est en particulier dû au fait que l'influence

des paramètres du modèle sur les étendues inondées simulées est surtout marquée à l'amont de la plaine d'inondation alors que leur influence sur les niveaux d'eau simulée est plus répartie dans la plaine. En conséquence, la sensibilité de la surface inondée aux paramètres du modèle est moins importante que pour les niveaux d'eau.

La méthodologie comporte par ailleurs des incertitudes dues aux simplifications, notamment du processus de formation de brèche. La connaissance de propagation de l'onde de submersion en régime transitoire non permanent est nécessaire pour expliquer la cartographie de l'inondation. En régime transitoire, le débit qui alimente le cours d'eau n'est pas constant. La ligne d'eau va donc varier à chaque pas de temps et ces variations se propagent de l'amont vers l'aval, ce type de simulation permet de tenir compte du laminage des crues en lit majeur.

Perspectives

Avant de faire une modélisation de rupture de barrage, il faut tenir compte :

- Le choix de scénario de rupture (dépend sur le type de barrage, et le processus de formation de brèche).
- Le choix des paramètres hydraulique (coefficient de rugosité, la forme de brèche, le temps de formation).
- Une modélisation numérique de terrain à haute résolution.

Pour mieux protéger les personnes à l'aval du barrage, en Algérie, nous avons recommandé par :

La construction des digues et la correction d'un cours d'eau ont tous deux pour effet d'améliorer la capacité d'évacuation de la rivière vers l'aval. Ces aménagements limitent le volume de rétention en lit majeur et donc ils limitent le laminage des crues. Ils provoquent l'aggravation des crues à l'aval (**SPALIVIERO, 2002**).

Auscultation quotidienne des barrages, et la mise de proposer les mesures d'urgence adéquates en cas de rupture.

J'espère que ce travail contribuera à améliorer la gestion du risque par un développement équilibré de l'homme, dans le respect de la nature.

Référence bibliographique

- Abbott et M.B., 1973.** Continuous flows, discontinuous flows and numerical analysis, J. Hydraul. Res., **12**(4), pp. 417-467.
- Abidi Meh et Vagelli L., 1999.** Glissement d'un grand remblai d'accès au viaduc sur Oued- Dib (RN 27) Wilaya de Mila, 2^o séminaire national de génie civil, 24-24 mai, Université de Constantine.
- Ancey C., 2005.** Une introduction à la Dynamique des Avalanches et des Écoulements Torrentiels, Cours, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, <http://www.toraval.fr/articlePDF/intro-risk.pdf>.
- A.N.B. 2003.** Détection des fuites dans les retenues de barrages. Rapport interne.
- Ancold, 1998.** Guideline on Risk Assessment, p 115
- Arnaud Claire et Andrieu Cécile., 2006.** les ruptures de barrage en France. projet transverse cindynique.
- Bates P. D. & de Roo A. P. J., 2000.** A simple raster-based model for flood inundation simulation, Journal of Hydrology, Vol. 236, pp. 54-77.
- Bates P. D. & Anderson M. G., 1996.** A preliminary investigation into the impact of initial conditions on flood inundation predictions using a time/space distributed sensitivity analysis, CATENA, Vol. 26 (1-2), pp. 115-134.
- Bates P. D., Marks K. J. & Horritt M. S., 2003.** Optimal use of high-resolution topographic data in flood inundation models, Hydrological Processes, Vol. 17 (3), pp. 537-557.
- Berbosa et al., 2004.** Universidade Federal da Paraiba – Barragem de Camara.
- Bischof, R., Hauenstein, W., Kalt, L., Müller, R., Pougatsch, H., Raboud, P.-B. & Vetterli, W., 2002b.** Sécurité des barrages d'accumulation – Documentation de base relative aux critères d'assujettissement. Tech. Rep.. Bundesamt für Wasser und Geologie
- Bouhlali Malika., 2006.** Les risques associant du barrage. Mémoire magistère. université Abou Baker belkaide. p27. p28.
- Bureau of Reclamation., 2014.** Dam Failure and Flood Event Case History Compilation.
- CEAA., 2000.** Guide to Dam Risk Management, Montréal, Association canadienne de l'électricité, Dam Safety Interest group, revision.

CEATI., 2009. International Dam Safety Interest Group Workshop, March 24-25, in Los Angeles Austin

CETMEF, 2001, Hydraulique des cours d'eau : la théorie et sa mise en pratique, Livre.

CHANSON, H., 2006. "Solutions Analytiques de l'Onde de Rupture de Barrage sur Plan Horizontal et Incliné." *Jl La Houille Blanche*, No. 3, pp. 76-86 (ISSN 0018-6368)

Chauvet Robert, Royet Paul., 2000. Preparation of a specific emergency plan (SEP) for Bimont dam and information to the public, CIGB, Beijing.

Christophe Ancey.,2014. Hydraulique à surface libre crues, vagues, et ruptures de barrage Phénomènes de propagation, outils de simulations, applications. Version 6.2. Laboratoire hydraulique environnementale (LHE) École Polytechnique Fédérale de Lausanne. 129-135

CIGB., 1974. Lessons from dam incidents,

Costa. J.E.1998. Floods From Dam Failure. Rapport 85-560. Denver. USGS. 1985, ICOLD, Etude d'onde de rupture de barrage , synthese et recommandations , Paris , Commission Internationnelle Des Grands Barrages

CTPB ., 1998. Le barrage de Perrégaux, l'illustration N° 4423 du 10.12.1927, les eaux déchaînées en Oranie . Comite Technique Permanent des Barrages.

David Rogers. J, Karl F. Hasselmann, University of Missouri-Rolla ; Reassessment of Saint-Francis dam failure,

DRMAHP., 2012. dossier Départemental sur les Risques Majeurs dans les Alpes de Haute-Provence

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

La Houille Blanche, H. Bellet., 1905. Etude sur les barrages en maçonneries et murs de réservoirs.

Farissier, P. ,1993. Etude d'un modèle de cartographie adapté à la simulation des écoulements en rivière. CEMAGREF. Lyon, Thèse de Doctorat - Université - Lyon I.

F B de Mas., 1905. Cours de navigation intérieure, Ecole des Ponts et Chaussées.

Fouchier C., Lavabre J., Royet P. & Félix H., 2004. Inondations de septembre 2002 dans le sud de la France : analyse hydrologique et hydraulique au niveau des barrages écrêteurs du Vidourle, Ingénierie, Vol. 37, pp. 23-35.

Franca, M., Ferreira, R. M. L., Amaral, S. & Montenegro, H., 2007. The failure of the Fonta Santa mine tailing dam (Northeast Portugal). In *River, Coastal and Estuarine Morphodynamics* (ed. C. Dohmen-Janssen & S. Hulscher), pp. 1153–1160. University of

Twente, Enschede: Taylor & Francis Group.

Fread. D L, Harbaugh. T.E.1987. Transient hydraulic simulation of breached earth dams, *comptes rendus de l'ASCE, Journal Of The Hydraulic Division*, vol.99 n^o1,1973,p 139-154.

Fread.D.L, Lewis, J. M., 1998. Fldwav, A Generalized Flood Routine Model, *compte rendus de la National Conference On Hydraulic Engineering, Colorado Springs, ASCE*, p 668-673.

Froelich, D.C. 2008. Embankment Dam Breach Parameters, *Comptes rendus de la National Conference On Hydraulic Engineering, New York , ASCE*, pp. 570-575

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

Garrote L. & Bras R. L., 1995. A distributed model for real time flood forecasting using digital elevation models, *Journal of Hydrology, Vol. 167*, pp. 279-306.

Gignoux .M Et Barbier.R, 1955. *Géologie des Barrages et des aménagements hydrauliques*, Masson, Cheurfas

Gilard, O.,1998a. *Les bases techniques de la méthode Inondabilité.*, Cemagref Editions.

Gilard, O. Et Gendreau. N.,1998b. Inondabilité : une méthode de prévention raisonnable du risque d'inondation pour une gestion mieux intégrée des bassins versants,*Revue des Sciences de l'Eau*: 16.

Graf, W. H. Et M. S. Altinakar.,2000. *Hydraulique fluviale. Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple*, Presse Polytechniques etUniversitaires Romandes.

Graham. L.P., 1995. *Safety Analysis of Swedish Dams,Risk Analysis for the assessment and management of Dam Safety*,Stokholm.

Hagen. V.K., 1982. *Re-Evaluation Of Design Flood And Dam Safety*, Rio De Janeiro, 14 Congrès de ICOLD.

Hasan Ozdemir ., Cengiz Akbulak .,Hasan Özcan.,2010. *Reconstruction of Çokal Dam (Çanakkale-Turkey) Breach Flooding Using 1D Hydraulic Modeling.*

Hauer, C., B. Schober & H. Habersack, 2013a. Impact analysis of river morphology and roughness variability on hydropeaking based on numerical modelling. *Hydrological Processes* 27(15):2209-2224 doi:10.1002/hyp.9519.

Henry. J-B., 2004. Systèmes d'information spatiaux pour la gestion du risque d'inondation de plaine. Thèse de Doctorat. L'Université de Strasbourg I.

Horritt M. S. & Bates P. D., 2001. Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite-element approach, *Hydrological Processes*, Vol. 15 (5), pp. 825-842.

Horritt M. S. & Bates P. D., 2002. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation., *Journal of Hydrology*, Vol. 268 (1-4), pp. 87-99.

INER., 2003. Outils d'analyse des risques générés par une installation industriel Institut National de L'environnement Industriel et des Risques.

Jean-Michel Hervouet., 2007. Hydrodynamics of free surface flows, John Wiley & Sons, Ltd. ISBN: 978-0-470-03558-0. Pp281-282

Lévy .M., 1895. Quelques considérations sur la construction des grands barrages, CR Académie des Sciences, 5 août

Leyras. L., 2002 .Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages développement de méthodes d'aide à l'expertise. Thèse doctorat. Université de la Méditerranée (Aix- Marseille II).

Malika BOUHLALI.,2006. Les Risques Associes Aux Barrages, Mémoire de magister. Université de Tlemcen. Pp. 4-22

Manche Y., 2000. Analyse spatiale et mise en place de systèmes d'information pour l'évaluation de la vulnérabilité des territoires de montagne face aux risques naturels, Thèse de doctorat, spécialité Géographie, Univertsité J. Fourier, Cemagref – Unité de Recherches Erosion Torrentielle, Neige et Avalanche –, 175 p.

Marche, C., 2004. Barrages, crues de rupture et protection civile. Montréal: Presses internationaux polytechniques.pp 1-220

Marche, C.,2008. Barrages, Crues de Rupture et Protection Civile (2e ed.). Montréal: Presses internationales Polytechnique.p16

Marche, C. & Oriac, A., 2005. Évaluation des conséquences de rupture d'un barrage : calculs détaillés ou méthode simplifiée? *Can. J. Civil Eng.* **32**, 543–552.

Marco Pilotti; Andrea Maranzoni; Massimo Tomirotti; and Giulia Valerio., 1923. Gleno Dam Break: Case Studyand Numerical Modeling. *journal of hydraulic engineering* ©asce april 2011

Marsalek, J. (1977). (2005). Data collection, instrumentation and verification of models. *Proc. Conf. Modeling Concepts Urban drainage*, Paper no. 8.

Milton Assis Kanji.,2004 –Paracer técnico sobre as causas da ruptura da barragem cámara.

Nathalie Blanc., 2008. Grands barrages et habitants, France, Maison des Sciences de l'Homme.

Nicolas Kreis.,2004. Modelisation des crues des rivieres de moyenne montagne pour la gestion integree du risque d'inondation''.these doctorat de ENGREF. Université Louis Pasteur. pp 108-193.

Oriane PROST et al.2014. Vers une nouvelle génération de modèles d'habitats numériques.IRSTEA.pp19-37

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**, 733–740.

Perennes JJ., 1993. L'eau et les hommes au Maghreb. Contribution à une politique de l'eau en Méditerranée, Publié avec le concours du CNRS, Edition Khartala, Paris. 646 p.

Perennes JJ ., 1979. Structures agraires et décolonisation. Les oasis de l'Oued Righ (Algérie) , OPU, Alger, 374 p.

Peyras, L. & Mériaux, P., ed., 2009. Retenues d'altitude. Versailles: Quæ éditions.

Peyras. L, Royet. P, et Boissier. D., 2004. Le risque en génie civile : les principaux concepts et les différentes approches d'analyse. Colloque Internationale en Génie Civil Tunisie.

Pierre Biedermann ; Olivier Cazaillet.,2005. Etude environnementale du barrage du Lompanger. Cameroun.

Renaud Hostache.,2006. Analyse d'images satellitaires d'inondations pour la caracterisation tridimensionnelle de l'alea et l'aide a la modelisation hydraulique, These doctorat de l'ENGREF .Montpellier. pp. 3-15

Richtlinien des BWG., 2002. Sécurité des Ouvrages d'Accumulation, Version 1.1

Robin des Bois .,2007.Déchets post-catastrophe : isques sanitaires et environnementaux. Groupe d'Expertise et d'Intervention DEchets - GEIDE post-catastrophe. pp 99-102

Roux H., 2004. Estimation de paramètres en hydraulique fluviale, à partir de données caractéristiques de l'imagerie aérienne, Thèse de doctorat, spécialité Science de la terre et environnement, INP Toulouse, IMFT

Stéphane Comtois., 2009.Cartographie des courbes de conséquences BV du Haut-Saint-François, Colloque Géomatique

Singh, V.,1996. Dam Breach Modelling Technology,Dordrecht Kluwer Academic Publishers.

Spaliviero, M.,2002. Historic fluvial development of the Alpine-foreland Tagliamento River, Italy, and consequences for floodplain management, Geomorphology(1277): 1-17.

Torterotot, J.-P.,1993. Le coût des dommages dus aux inondations : estimation et analyse des incertitudes. CERGRENE. Thèse de Doctorat - PARIS, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées: 283.

Touati Bouzid., 2010. Les barrages et la politique hydraulique en Algérie : état, diagnostic et perspectives d'un aménagement durable. These de Doctorat. Universite Mentouri – Constantine.pp277-288

Toumi, A. B. Remini.,2006. La problématique des fuites d'eau du barrage hammam-Grouz (algérie). Larhyss Journal, ISSN 1112-3680, N⁰5, pp.41-48

USACE.,2008. HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, US Army Corps of Engineers - Hydrological Engineering Center.

Visentini, M.,1936. Ecoulement d'un barrage sur l'Orba, en Italie, Rev.Geog. Alpine **24**, 381–393.

Vittorio Bonaria et al.,2011. Il disastro di Molare del 1935 in Valle Orba (AL): un Vajont dimenticato,Periodico trimestrale della SIGEA, Società Italiana di Geologia Ambientale.

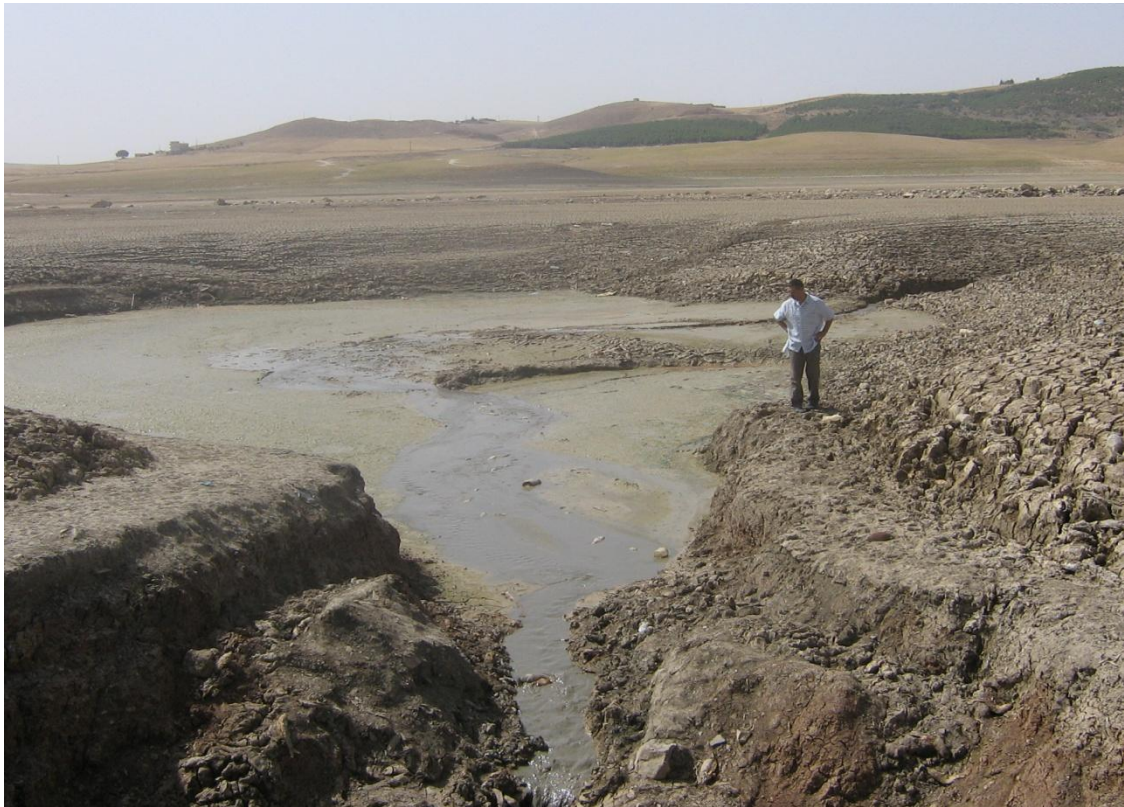
Wahl, T., 1998. Prediction of embankment dam breach parameters. Tech. Rep. Dam Safety

Werner M. G. F., Hunter N. M. & Bates P. D., 2005, Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation, Journal of Hydrology, Vol. 314 (1-4), pp. 139-157.

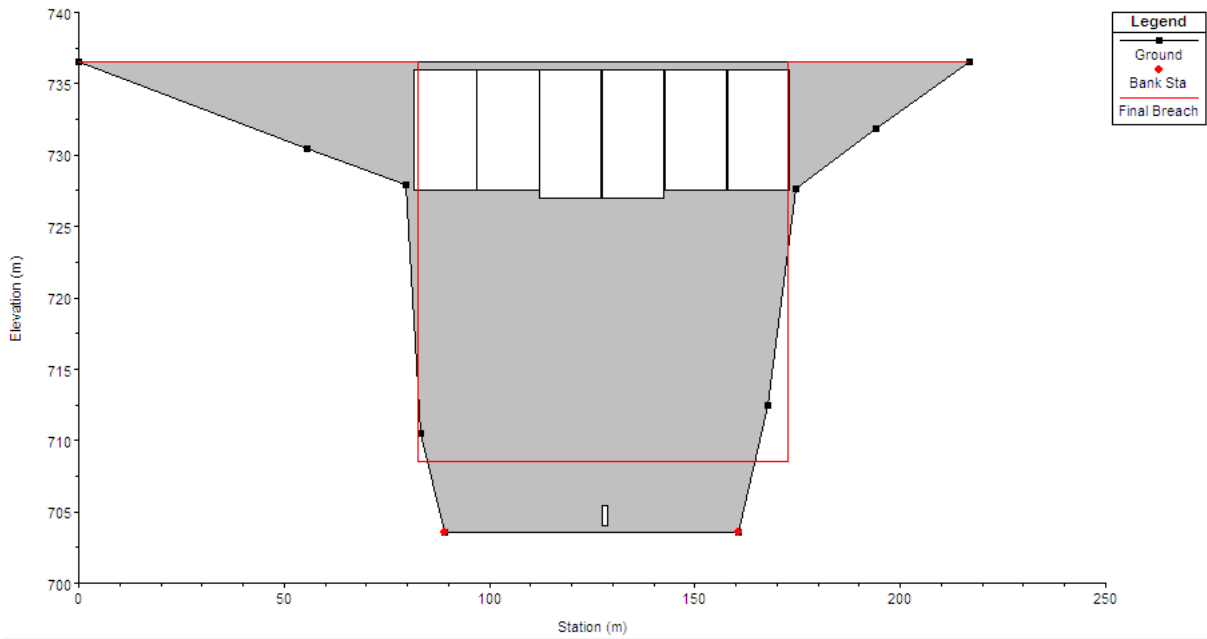
Yen B. C., 2002. Open channel flow resistance, Journal of Hydraulic Engineering-Asce, Vol. 128 (1), pp. 20-39.

Annexe1

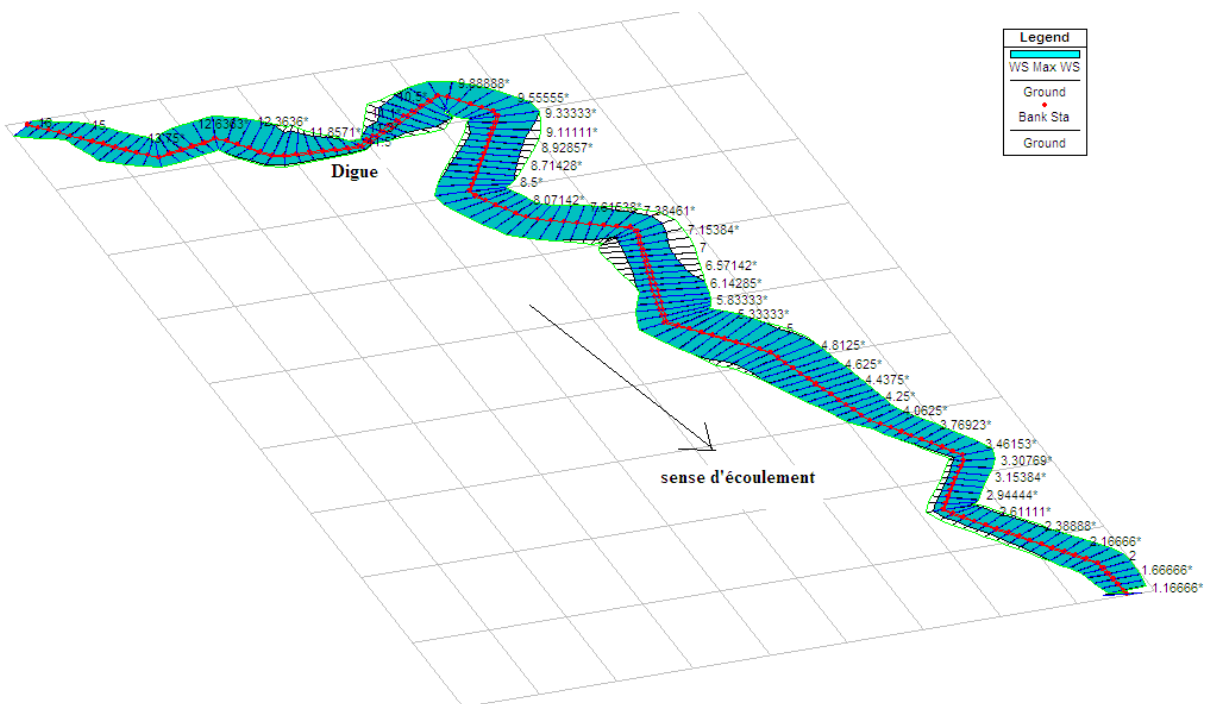
La fuite du barrage Hammam Grouz en 2003



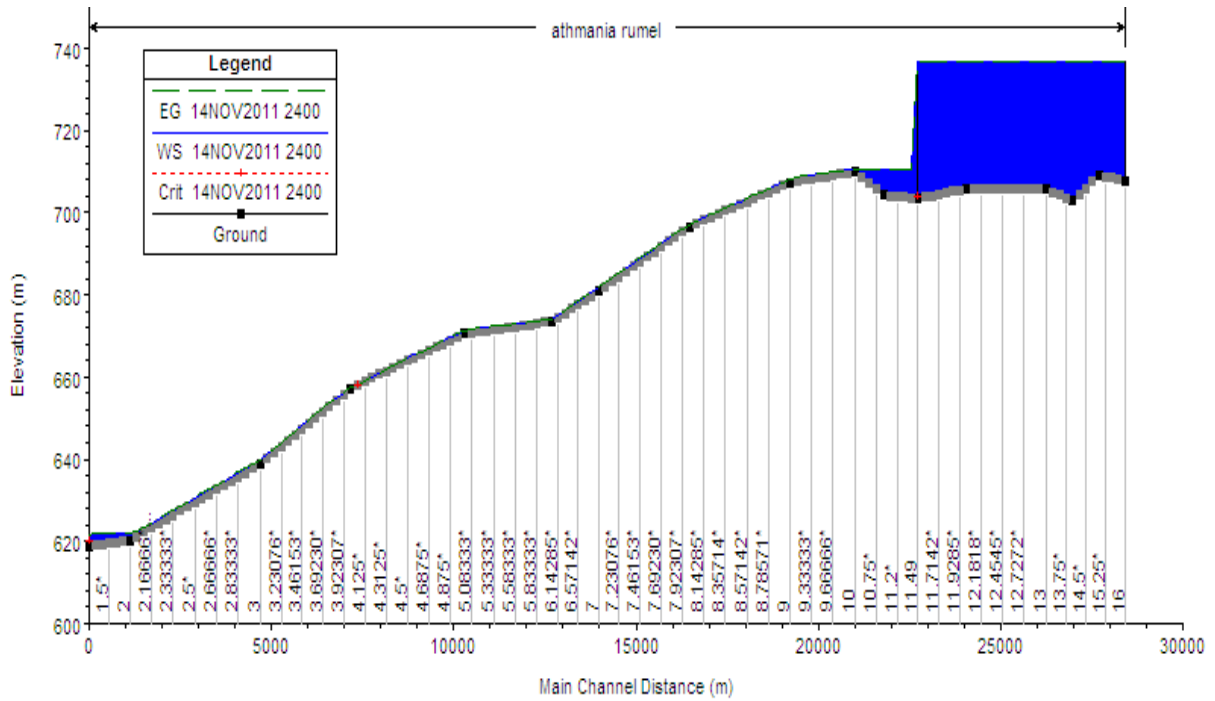
Annexe2 Les Profils



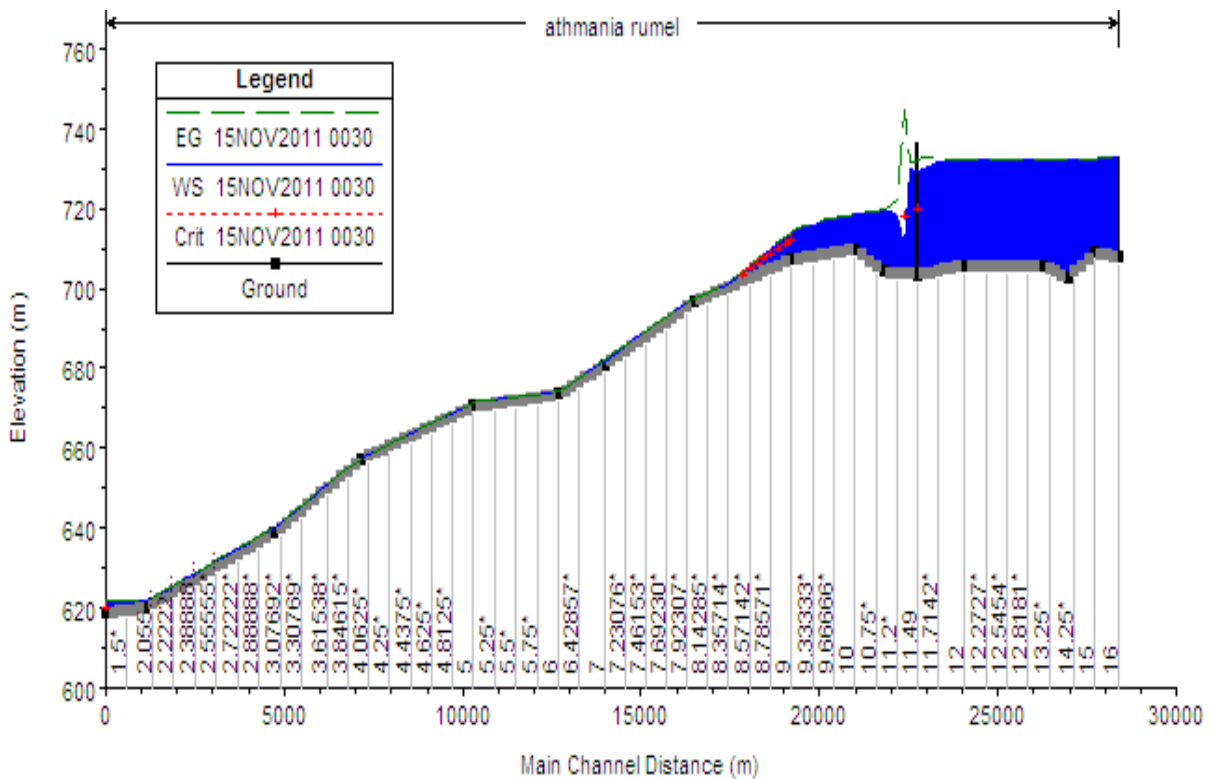
La forme de la brèche



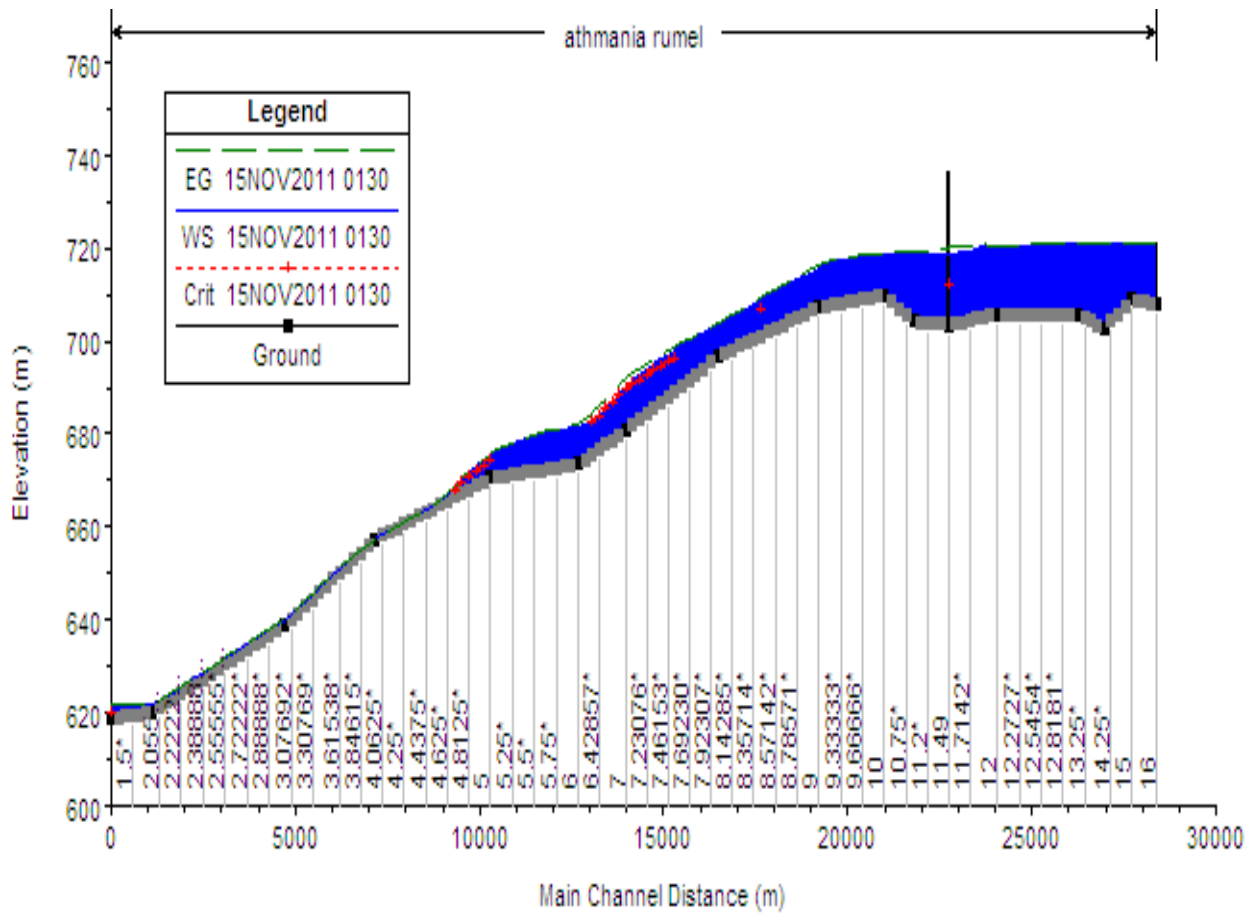
Propagation de l'écoulement à l'aval



Profil longitudinal avant la rupture



Profil longitudinal après 20 minutes de rupture



Profil longitudinal après une heure et 20 minutes de rupture

Annexe3

Résultats de calcul avec HEC-Ras

sections	débit (m3/s)	min élévation (m)	cote d'eau (m)	cote critique (m)	vitesse (m/s)	surface inondée (m2)	largeur inondée (m)	Froude N
16	39.8	707.8	736.56		0.01	11230	554.37	0
15.75	39.79	708.1	736.56		0.01	11686.18	567.96	0
15.5	39.79	708.41	736.56		0.01	12219.66	581.55	0
15.25	39.79	708.71	736.56		0.01	12830.23	595.14	0
15	39.78	709.02	736.56		0.01	13518.14	608.73	0
14.75	39.78	707.47	736.56		0.01	14775.48	697.62	0
14.5	39.78	705.91	736.56		0.01	15955.4	786.5	0
14.25	39.79	704.35	736.56		0.01	17057.9	875.39	0
14	39.79	702.8	736.56		0.01	18082.82	964.28	0
13.75	39.79	703.54	736.56		0.01	18432.6	928.63	0
13.5	39.79	704.28	736.56		0.01	18791.05	892.98	0
13.25	39.79	705.03	736.56		0.01	19158.7	857.33	0
13	39.79	705.77	736.56		0.01	19535.1	821.68	0
12.9	39.79	705.77	736.56		0.01	19883.91	865.36	0
12.81	39.79	705.78	736.56		0.01	20150.18	909.03	0
12.72	39.79	705.78	736.56		0.01	20333.99	952.7	0
12.63	39.79	705.79	736.56		0.01	20435.36	996.38	0
12.54	39.79	705.8	736.56		0.01	20454.44	1040.05	0
12.45	39.79	705.8	736.56		0.01	20390.97	1083.72	0
12.36	39.8	705.81	736.56		0.01	20250.52	1116.73	0
12.27	39.81	705.81	736.56		0.01	20045.65	1147.28	0
12.18	39.83	705.82	736.56		0.01	19778.99	1156.32	0
12.09	39.85	705.83	736.56		0.01	19580.74	1048.18	0
12	39.88	705.83	736.56		0.01	19522.73	1033.81	0
11.92	39.92	705.5	736.56		0.01	16145.52	920.36	0
11.85	39.94	705.17	736.56		0.01	13129.6	806.64	0
11.78	39.95	704.84	736.56		0.01	10474.76	692.47	0
11.71	39.97	704.51	736.56		0.01	8182.1	588.3	0
11.64	39.99	704.18	736.56		0.01	6254.66	481.05	0
11.57	40	703.85	736.56		0.02	4680.47	356.98	0
11.5	40	703.52	736.56	703.88	0.02	3447.32	217	0
11.49	Digue							
11.4	11931.73	703.67	734.6		4.25	5406.86	421.61	0.24
11.3	21202.18	703.82	729.56		7.75	6006.39	529.36	0.49
11.2	13748.93	703.97	721.12		7.1	4236.88	511.28	0.55
11.1	14684.18	704.12	721.59		4.98	7447.45	761.74	0.38
11	14670.78	704.27	721.72		3.22	11769.51	1010.35	0.25

Les Annexes

10.75	14659.3	705.7	721.65		3.66	10799.36	1034.04	0.29
10.5	14640.97	707.14	721.56		4.06	10231.92	1101.71	0.34
10.25	14615.96	708.58	721.46		3.96	10084.69	1056.11	0.35
10	14582.62	710.01	721.21		3.75	9730.77	955.45	0.36
9.88	14309.84	709.72	720.85		4	9275.76	970.63	0.38
9.77	14283.8	709.43	720.5		4.35	8819.23	985.81	0.42
9.66	14070.94	709.14	720.16		4.7	8350.5	1001	0.45
9.55	14053.87	708.85	719.84		5.18	7877.56	1016.18	0.5
9.44	14025	708.55	719.47		5.79	7343.97	1031.36	0.56
9.33	13889.24	708.26	719.06		6.56	6741.51	1046.55	0.64
9.22	13875.85	707.97	718.55		7.27	6070.27	970.29	0.71
9.11	13853.72	707.68	717.9		8.09	5384.7	882.85	0.81
9	13774.43	707.38	716.97	714.88	9.33	4579.08	793.9	0.96
8.92	13759.34	706.61	716.07	713.96	9.32	4626.69	818.66	0.97
8.85	13683.86	705.84	715.15	713.04	9.26	4679.51	845.81	0.97
8.78	13669.54	705.07	714.22	712.12	9.24	4735.81	876.01	0.98
8.71	13593.07	704.3	713.28	711.16	9.17	4796.73	911.13	0.98
8.64	13580.45	703.53	712.33	710.21	9.14	4863.46	949.9	0.98
8.57	13504.55	702.76	711.34	709.24	9.12	4928.43	1003.46	1
8.5	13412.23	701.98	710.34	708.24	9.01	5004.31	1052.25	1
8.42	13398.68	701.21	709.36	707.22	8.63	5114.97	1058.15	0.97
8.35	13294.12	700.44	708.42		8.06	5275.68	1053.91	0.91
8.28	13183.09	699.67	707.57		7.4	5514.69	1049.67	0.84
8.21	13075.5	698.9	706.75		6.76	5795.64	1045.43	0.77
8.14	13057.27	698.13	705.89		6.3	6018.52	1041.18	0.72
8.07	12971.62	697.36	704.99		5.9	6206.58	1036.94	0.68
8	12951.65	696.59	703.96		5.69	6254.91	1032.7	0.67
7.92	12885.36	695.38	702.86		6.39	5871.4	1058.43	0.75
7.84	12814.43	694.16	701.88		7.02	5607.35	1084.15	0.81
7.76	12802.84	692.95	700.99		7.61	5421.89	1109.88	0.86
7.69	12735.06	691.74	700.12		8.19	5238.4	1131.33	0.91
7.61	12717.64	690.53	699.18	697.41	8.68	5012.73	1098.94	0.95
7.53	12654.12	689.32	698.18	696.54	9.07	4752.54	1038.07	0.98
7.46	12585.69	688.1	697.13	695.65	9.31	4508.89	963.89	1
7.38	12578.07	686.89	696.04	694.73	9.52	4299.95	898.78	1.02
7.3	12516.72	685.68	694.93	693.73	9.66	4116.77	843.92	1.03
7.23	12512.08	684.47	693.79	692.72	9.83	3952.27	799.35	1.05
7.15	12499.44	683.26	692.61	691.74	9.99	3791.74	758.55	1.06
7.07	12456.7	682.05	691.36	690.71	10.2	3609.7	720.47	1.09
7	12452.6	680.83	689.8	689.64	11.06	3240.5	671.56	1.21
6.85	12443.14	679.79	688.37	688.29	10.87	3228.2	689.17	1.21
6.71	12407.69	678.75	686.93	686.86	10.66	3227.66	712.84	1.21
6.57	12404.64	677.7	685.46	685.46	10.52	3230.99	744.44	1.23
6.42	12354.14	676.66	683.97	683.98	10.28	3257.76	782.54	1.23

Les Annexes

6.28	11843.1	675.62	682.85	682.3	8.83	3645.4	871.24	1.06
6.14	11456.14	674.57	682.36		6.5	4801.74	1015.24	0.75
6	11450.13	673.53	682.14		4.55	6292.85	977.98	0.5
5.91	11261.15	673.29	681.87		4.51	6409.81	1024.15	0.49
5.83	11248.08	673.04	681.59		4.56	6502.17	1070.33	0.5
5.75	11077.06	672.8	681.32		4.55	6584.33	1116.51	0.5
5.66	10918.16	672.55	681.03		4.57	6636.81	1162.68	0.5
5.58	10907.25	672.31	680.75		4.67	6669.63	1208.86	0.51
5.5	10771.42	672.06	680.46		4.75	6665.9	1255.03	0.52
5.41	10757.13	671.82	680.15		4.92	6625.19	1301.21	0.54
5.33	10647.79	671.58	679.81		5.1	6529.46	1347.39	0.57
5.25	10633	671.33	679.44		5.41	6357.36	1393.56	0.61
5.16	10552.19	671.09	679.01		5.81	6068.9	1415.62	0.66
5.08	10539.26	670.84	678.46		6.42	5601.81	1391.08	0.74
5	10483.84	670.6	677.64		7.56	4783.54	1295.13	0.91
4.93	10469.13	669.77	676.74		7.55	4775.73	1297.86	0.91
4.87	10424.37	668.94	675.83		7.52	4759.16	1298.72	0.92
4.81	10378.73	668.11	674.89		7.51	4723.37	1294.93	0.92
4.75	10368.05	667.28	673.96		7.45	4678.3	1272.95	0.92
4.68	10325.78	666.45	673.02		7.34	4631.21	1241.62	0.92
4.62	10276.9	665.62	672.09		7.21	4588.34	1210.08	0.91
4.56	10222.02	664.79	671.17		7.07	4555.3	1179.51	0.89
4.5	10210.83	663.96	670.28		6.9	4537.38	1131.36	0.88
4.43	10154.44	663.14	669.41		6.66	4538.13	1081.27	0.85
4.37	10096.31	662.31	668.55		6.46	4524.12	1031.18	0.83
4.31	10038.51	661.48	667.67		6.3	4485.99	981.08	0.81
4.25	10028.34	660.65	666.79		6.21	4423.41	930.99	0.8
4.18	9979.86	659.82	665.91		6.1	4355.15	880.9	0.79
4.12	9968.56	658.99	665.03		6.06	4261.64	830.81	0.79
4.06	9933.41	658.16	664.05		6.13	4079.97	780.72	0.81
4	9926.17	657.33	662.88		6.46	3758.06	730.63	0.88
3.92	9897.66	655.9	661.73		6.98	3622.56	724.37	0.93
3.84	9892.36	654.47	660.65	658.43	7.43	3540.71	718.11	0.96
3.76	9864.18	653.04	659.58	657.46	7.78	3473.79	700.05	0.98
3.69	9860.54	651.62	658.51	656.53	8.09	3418.49	675.96	0.99
3.61	9851.77	650.19	657.44	655.6	8.39	3367.3	656.53	1
3.53	9828.58	648.76	656.36	654.68	8.66	3321.04	640.18	1.01
3.46	9821.36	647.33	655.28	653.76	8.93	3274.79	625.85	1.02
3.38	9795.5	645.9	654.19	652.79	9.17	3230.29	613	1.02
3.3	9789.28	644.48	653.1	651.88	9.42	3186.14	601.33	1.03
3.23	9760.19	643.05	652	650.91	9.63	3144.11	590.48	1.03
3.15	9754.1	641.62	650.92	649.97	9.83	3107.09	580.31	1.04
3.07	9721.35	640.19	649.85	648.99	9.93	3086.04	570.94	1.03
3	9714.28	638.76	648.85	647.73	9.91	3100.86	562.63	1

Les Annexes

2.94	9678.02	637.73	647.82	646.76	9.96	3088.11	571.77	1.01
2.88	9668.88	636.7	646.78	645.8	10.03	3064.64	575.71	1.02
2.83	9632.58	635.67	645.73	644.8	10	3045.19	573.51	1.02
2.77	9623	634.64	644.69	643.82	10	3027.33	572.55	1.02
2.72	9587.42	633.61	643.64	642.83	9.96	3013.53	572.81	1.02
2.66	9545.78	632.57	642.6	641.81	9.93	2999.74	573.86	1.02
2.61	9542.17	631.54	641.55	640.81	9.93	2989.48	575.8	1.02
2.55	9500.95	630.51	640.5	639.82	9.89	2978.34	578.25	1.02
2.5	6357	629.48	639.65		6.38	3080	587.87	0.65
2.44	6104.43	628.45	639.39		5.31	3549.12	620.53	0.52
2.38	5988.29	627.42	639.23		4.49	4114.45	657.18	0.42
2.33	5986.18	626.39	639.13		3.88	4758.61	696.82	0.35
2.27	5980.95	625.36	639.07		3.38	5472.15	739.8	0.3
2.22	5973.51	624.32	639.02		2.96	6252.93	784.93	0.25
2.16	5964.51	623.29	638.99		2.61	7100.21	831.96	0.21
2.11	5888.55	622.26	638.97		2.25	8003.3	851.06	0.18
2.05	5888.04	621.23	638.96		1.99	8938.52	863.67	0.15
2	5887.4	620.2	638.95		1.77	9901.92	876.28	0.13
1.83	5886.73	619.98	638.93		1.91	9330.74	822.76	0.14
1.66	5885.95	619.75	638.91		2.07	8747.07	769.23	0.15
1.5	5885.17	619.53	638.89		2.27	8152.23	715.7	0.17
1.33	5884.37	619.31	638.86		2.52	7544.76	662.17	0.18
1.16	5883.54	619.09	638.82		2.83	6924.55	608.65	0.2
1	5882.85	618.86	638.77	628.06	3.23	6292.23	555.12	0.23