

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département d'Hydraulique

Année : 2015/2016

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de **Doctorat 3^{ème} cycle**

**Conditions d'écoulement à l'aval d'un barrage en cas de
rupture de la digue-Application aux cas Algériens**

Option
Hydraulique

Par
DERDOUS Oussama

Devant le Jury

| | | | |
|---------------------|--------------------|-------|--------------------------------------------|
| Président : | Amarchi Hocine | PROF. | UNIV. Badji Mokhtar, Annaba. |
| Rapporteur : | Djemili Lakhdar | PROF. | UNIV. Badji Mokhtar, Annaba. |
| Examineurs : | Ouerdachi Lahbassi | PROF. | UNIV. Badji Mokhtar, Annaba. |
| | Houichi Larbi | PROF. | UNIV. Batna 2. |
| | Djebbar Yassine | PROF. | UNIV. Mohamed Cherif Messaâdia, Souk-Ahras |

Remerciements

A la fin de ce travail, je ne manque d'adresser mes sincères remerciements à mon Dieu, le grand créateur, qui m'a guidé dans mes pas pour arriver à ce niveau.

La réalisation de ce travail n'aurait pu être menée à terme sans le support continu de mon encadreur Professeur Lakhdar Djemili. Je désire lui adresser un remerciement tout particulier pour ses précieux commentaires et ses conseils pertinents qui m'ont grandement aidé tout au long des différentes étapes menant à la réalisation de cette thèse.

Je voudrais également remercier les membres de jury : Professeur Amarchi Hocine, Professeur Ouerdachi Lahbassi, Professeur Houichi Larbi et Professeur Djebbar Yassine pour avoir bien voulu lire, commenter et débattre mon travail.

Nombreuses sont les personnes qui m'ont aidé à réaliser ce travail que je dois, avec plaisir, les remercier vivement. Je pense notamment à mes collègues Hamza Bouchehed, Hamza Bougeurra et Salah Eddine Tachi.

Je tiens aussi à remercier Mr Rezgui Noureddine, Dr Boutaghane Hamouda et Dr Hedam Salim de m'avoir toujours aidé et encouragé.

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

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

في السنوات الأخيرة, أصبحت الوكالات الحكومية والشعوب في جميع أنحاء العالم أكثر إدراكا لحقيقة وهي أن انهيار السدود يمكن أن يسبب فيضانات كارثية ي مادية و بشرية جسيمة .

اجل الحد من خطر انهيار السدود, ولكن أيضا من أجل تقييم النتائج التي معايير وقوانين ليس هذه .

سد زردازة هو ضحية ظاهرة الطمي حيث تقدر بنحو 25 مترا فوق المنسوب الطبيعي تسبب في انهيار السد .

في هذا العمل تم إنجاز محاكاة فيضانات الناتجة عن انهيار افتراضي لسد زردازة
.MIKE11 HEC-RAS

توصيات تساعد علي الاختيار بين هذه البرامج علي اختيار العناصر التي تدخل في عمليات .

نظام المعلومات الجغرافية ArcGIS , ومن أجل تحليل آثار الفيضانات على

للنتائج التي تم الحصول عليها , الخطة هو أساسا شرح الاخطار المحتمل وقوعها و تقليل آثار انهيار سد زردازة .

الكلمات المفتاحية :

انهيار السدود, فيضانات, HEC-RAS, MIKE11 .

Résumé

Dans ces dernières années, les agences gouvernementales et le public dans le monde entier sont devenus beaucoup plus conscients du fait que la rupture de barrage pouvait provoquer des inondations catastrophiques et que les barrages constituaient un danger potentiel, afin d'assurer davantage de sécurité, des normes, lois et recherches ont été établis afin non seulement de diminuer le risque de rupture, mais également l'évaluation des conséquences de la rupture des ouvrages.

Le barrage des Zardezas est victime d'un état critique d'envasement estimé à environ 25 m au-dessus du fond initial de l'oued. Ce phénomène peut provoquer la rupture du barrage suscité.

Une simulation numérique de l'onde d'une éventuelle de rupture du Barrage des Zardezas a été réalisée à l'aide des deux modèles numériques HEC-RAS et MIKE11. Des recommandations ont été dégagées sur le choix entre ces deux modèles numériques et sur les paramètres à introduire dans les simulations.

Le système d'information géographique ArcGIS a été utilisé pour cartographier les résultats et pour analyser l'impact sur les zones touchées par l'inondation.

Les résultats obtenus ont permis d'établir un plan particulier d'intervention en cas de catastrophe. L'objectif de ce plan est principalement d'expliquer au mieux le danger potentiel que le barrage constitue et de prévoir les démarches appropriées à entreprendre pour empêcher ou au moins diminuer les conséquences en cas de rupture du barrage des Zardezas.

Mots clés

Rupture de barrage, inondations, HEC-RAS, MIKE 11, plan particulier d'intervention.

Abstract

In these last years, the authorities and the public in the world wide have become more aware that dams may cause catastrophic damage to human life and property if they collapse, in order to ensure greater security, laws, standards and researches were established not only to reduce the risk of dam failure but also to predict the consequences of the resulting flooding in the downstream area.

Zardezas dam suffers actually from a serious siltation problem; the sedimentation height is about 25 above the initial bed level. A phenomenon which can cause the failure of the dam.

In the present study a numerical simulation of dam break wave propagation of Zardezas dam was performed using the numerical models HEC-RAS and MIKE 11, the calculations provided guidance on the choice between the two models and on the choice of the input parameters.

The Geographic Information System ArcGIS was used to map the results and assess the impacts of the flooding on the affected zones.

Based on this study results an emergency action plan was developed in order to mitigate significant loss in case of dam break. The main objective of this plan is to explain the potential hazard associated with dam failures and to predict the appropriate steps to avoid or at least decrease the consequences of the unexpected failure of Zardezas dam.

Keywords:

Dam Failure, flooding, HEC-RAS, MIKE 11, emergency action plan.

Table des matières

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Introduction Générale | 1 |
| | |
| Chapitre 1 : Barrages, ruptures de barrages et conséquences | 5 |
| Introduction | 5 |
| 1. Les barrages | 5 |
| 1.1. Définition | 5 |
| 1.2. Les différents types de barrages..... | 6 |
| 1. 3. Rôle des barrages | 10 |
| 2. Rupture de barrage..... | 11 |
| 2.1. Les causes de rupture | 13 |
| 2.2. Ruptures documentées..... | 14 |
| 2.3. Le cas Algérien..... | 20 |
| Conclusion | 22 |
| | |
| Chapitre 2 : Principes généraux de la modélisation de l'onde de rupture d'un barrage..... | 24 |
| Introduction | 24 |
| 1. Choix des scénarios de rupture..... | 24 |
| 2. Modélisation de la rupture | 26 |
| 2.1. Initiation de la crue de rupture à l'ouvrage | 26 |
| 2. 2. Prévision des paramètres de la brèche..... | 27 |
| 3. Prévision de la propagation de la crue de rupture | 30 |
| Conclusion | 31 |
| | |
| Chapitre 3 : Présentation des modèles numériques HEC-RAS et MIKE 11 | 32 |
| Introduction | 32 |
| 1. Équations de Saint-Venant..... | 32 |
| 1.1. Présentation et bref historique | 32 |
| 1.2. Obtention des équations..... | 33 |
| 2. MIKE11 | 38 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 2.1. Description générale du Modèle | 38 |
| 2.2. Les équations utilisées par le modèle MIKE 11..... | 38 |
| 2.3. Technique de résolution numérique des équations de mouvement..... | 39 |
| 3.4. Théorie associée aux débits de brèche..... | 41 |
| 2.5. Avantages et inconvénients | 43 |
| 3. HEC-RAS..... | 44 |
| 3.1. Description générale du Modèle | 44 |
| 3.2. Les équations utilisées par le modèle HEC-RAS | 44 |
| 3.3. Technique de résolution numérique des équations de mouvement..... | 46 |
| 3.4. Théorie associée aux débits de brèche..... | 48 |
| 3.5. Avantages et inconvénients | 49 |
| Conclusion | 50 |
| Chapitre 4 : Présentation de la zone d'étude | 51 |
| Introduction | 51 |
| 1. Situation géographique : | 51 |
| 2.Caractéristiques de la vallée du Saf-Saf..... | 52 |
| 2.1. Généralités | 52 |
| 2.2.Topographie | 53 |
| 2.3. Population | 54 |
| 3. Ancien barrage | 56 |
| 3.1. Généralité..... | 56 |
| 3.2. Historique de l'ancien barrage | 57 |
| 3.3. Exploitation de l'ancien barrage..... | 57 |
| 4. Barrage surélevé..... | 58 |
| 4.1. Motifs de la surélévation | 58 |
| 4.2. Études de surélévation | 58 |
| 4.3. Dimensions principales..... | 60 |
| 4.4. Les ouvrages hydrauliques..... | 60 |
| 5. Conditions de fondation du barrage | 61 |
| 6. Capacité de la retenue et envasement | 63 |
| 7. Niveaux d'exploitation | 64 |
| 8. Analyse de sécurité de l'ouvrage..... | 64 |
| Conclusion..... | 65 |

Chapitre 5 : Modélisation du régime de crues du bassin versant de l'oued Saf-

Saf 66

| | |
|-----------------------------------------------------------------|----|
| Introduction | 66 |
| 1. Bassin versant | 66 |
| 1.1. Situation géographique..... | 66 |
| 1.2. Les altitudes | 67 |
| 1.3. Les pentes..... | 68 |
| 1.4. Réseau hydrographique | 68 |
| 1.5. Temps de Concentration :..... | 69 |
| 1.6. Équipement hydro-pluviométrique du bassin : | 70 |
| 2. Étude des précipitations..... | 71 |
| 2.1. Données disponibles | 71 |
| 2.2. Variabilité des précipitations | 72 |
| 2.3. Étude fréquentielle des pluies maximales journalières..... | 73 |
| 2.4. Passage des pluies ponctuelles aux pluies de bassin..... | 76 |
| 3. Étude des crues | 78 |
| 3.1. Données disponibles | 78 |
| 3.2. Synthèse sur les données disponibles..... | 79 |
| 3.3. Évaluation des crues rares dans le bassin du Saf-Saf | 80 |
| 3.4. Construction des hydrogrammes des crues rares :..... | 84 |
| Conclusion..... | 85 |

Chapitre 6 : Simulation de l'onde de rupture du barrage des Zardézas à l'aide des modèles numériques HEC-RAS et MIKE 11..... 86

| | |
|-----------------------------------------------|----|
| Introduction | 86 |
| 1. Méthode..... | 86 |
| 2. Construction des modèles..... | 87 |
| 2.1. Géométrie de la vallée..... | 87 |
| 2.2. Paramétrage des modèles..... | 88 |
| 3. Résultats et discussion | 90 |
| 3.1. Débit à l'ouvrage..... | 90 |
| 3.2. Évolution du débit..... | 91 |
| 3.3. Profil des niveaux d'eau maximums :..... | 92 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 3.4. Vitesses maximales atteintes :..... | 93 |
| 3.5. Hydrogrammes de crue en aval du tronçon modélisé: | 93 |
| 4. Analyse de sensibilité des résultats..... | 94 |
| 4.1. Sensibilité des résultats de MIKE11 à différents paramètres de modélisation..... | 94 |
| 4.2. Sensibilité des résultats de HEC-RAS à différents paramètres de modélisation | 99 |
| 4.3. Interprétation des résultats: | 104 |
| Conclusion..... | 105 |
| Chapitre 7 : Élaboration d'un plan particulier d'intervention en cas de rupture | |
| du barrage des Zardezas..... | 108 |
| Introduction | 108 |
| 1. Définition d'un plan particulier d'intervention (PPI) | 108 |
| 2. Cartes d'inondation | 108 |
| 3. Temps d'arrivée de l'onde de rupture | 111 |
| 4. Le zonage | 113 |
| 4.1. La zone de proximité immédiate ou la Zone du Quart d'heure | 114 |
| 4.2. La Zone d'inondation spécifique | 114 |
| 4.3. La zone d'inondation | 114 |
| 5. L'alerte : | 114 |
| 5.1. Signal d'alarme pour l'état de pré alerte..... | 115 |
| 5.2. Signal d'alarme pour l'état d'alerte générale : | 115 |
| 5.3. La fin d'alerte | 116 |
| 6. L'évacuation | 116 |
| 7. Quelques consignes pour la population..... | 117 |
| Conclusion..... | 118 |
| Conclusion Générale..... | 119 |
| Liste des references..... | 123 |
| Annexes..... | 126 |

Liste des figures

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 1.1. Barrage poids | 6 |
| Figure 2. 1. Barrage voûte | 7 |
| Figure 3. 1. Barrage à contreforts | 7 |
| Figure 4. 1. Barrage homogène | 8 |
| Figure 5. 1. barrages à noyau étanche | 9 |
| Figure 6. 1. Barrage à masque amont | 9 |
| Figure 7. 1. Historique des ruptures de barrages | 12 |
| Figure 8. 1. Village de Longarone avant et après l'inondation..... | 16 |
| Figure 9. 1. Phases successives de la rupture du barrage Teton..... | 18 |
| Figure 10. 1. Le barrage de Malpasset avant et après sa rupture | 19 |
| Figure 11. 1. La ville de Fréjus après la catastrophe..... | 19 |
| Figure 12. 1. Le barrage de Shih-Kang avant et après sa rupture..... | 20 |
| Figure 13. 1. Barrage de Fergoug, première rupture en 1881 | 21 |
| Figure 14. 1. Barrage de Fergoug en 1907 après reconstruction | 21 |
| Figure 15. 1. Le barrage de Fergoug après la catastrophe de 1927. | 22 |
| Figure 16. 1. Le barrage de Fergoug après reconstruction 1986. | 22 |
| Figure 1. 3. Volume de contrôle et notations | 33 |
| Figure 2. 3. Schéma du maillage pour la discrétisation de l'équation de conservation de la masse dans MIKE 11 | 39 |
| Figure 3. 3. Schéma du maillage pour la discrétisation de l'équation de conservation de la quantité de mouvement dans MIKE 11 | 39 |
| Figure 4. 3. Principe de la discrétisation temporelle dans HEC-RAS | 46 |
| Figure 5. 3. Principe de la discrétisation spatiale dans HEC-RAS..... | 47 |
| Figure 1. 4. Localisation du tronçon d'étude sur l'Oued Saf-Saf..... | 52 |
| Figure 2. 4. Profil en long du tronçon étudié sur l'Oued Saf-Saf..... | 53 |
| Figure 3. 4. Le village des Zardezas | 54 |
| Figure 4. 4. Le village Saïd Bousbaa | 54 |
| Figure 5. 4. La ville El Harrouch..... | 55 |
| Figure 6. 4. Le village Salah Bouchaour | 55 |
| Figure 7. 4. La cité rurale de Sahki Ahmed..... | 56 |
| Figure 8. 4. Vue de l'ouvrage depuis le versant rive droite..... | 56 |
| Figure 9. 4. Élévation géologique à l'amont du barrage | 61 |
| Figure 10. 4. Élévation géologique centrale..... | 61 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure 11. 4. Élévation géologique aval..... | 62 |
| Figure 12. 4. Courbe hauteur-surface-capacité de la retenue en janvier 2004..... | 63 |
| Figure 1. 5. Carte de Situation géographique du Bassin Versant de l'Oued Saf-Saf..... | 67 |
| Figure 2. 5. Carte hypsométrique du bassin versant de l'Oued Saf-Saf..... | 67 |
| Figure 3. 5. Carte des pentes du bassin versant de l'Oued Saf-Saf..... | 68 |
| Figure 4. 5. Le réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Saf-Saf..... | 68 |
| Figure 5. 5. Équipement hydropluviométrique du bassin de l'Oued Saf-Saf..... | 71 |
| Figure 6. 5. Variabilité des pluies annuelles dans le bassin du Saf-Saf..... | 72 |
| Figure 7. 5. Ajustement des données de la station Ain El Kèlb à la loi de Gumbel..... | 74 |
| Figure 8. 5. Ajustement des données de la station Ouled Habeba à la loi de Gumbel..... | 74 |
| Figure 9. 5. Ajustement des données de la station Zardézas à la loi de Gumbel..... | 75 |
| Figure 10. 5 : Polygones de Thiessen..... | 76 |
| Figure 11. 5. Découpage du bassin versant suivant la méthode de Thiessen..... | 77 |
| Figure 12. 5. Rapport Q_p/Q_{24} pour l'ensemble des crues enregistrées..... | 79 |
| Figure 13. 5. Ajustement des débits maximaux annuels à une loi-Log normal. Station de Khémakem (1968-1999)..... | 81 |
| Figure 14. 5. Extrapolation des débits moyens journaliers par le Gradex des pluies..... | 83 |
| Figure 15. 5. Hydrogramme des crues de différentes périodes de retour..... | 85 |
| Figure 1. 6. Organigramme de travail..... | 86 |
| Figure 2. 6. Étapes de création de la géométrie sous ArcGIS..... | 87 |
| Figure 3. 6. Hydrogrammes au barrage suite à sa rupture (MIKE11 et HEC RAS). | 90 |
| Figure 4. 6. Débits de pointes atteintes suite à la rupture du barrage des Zardezas (HEC RAS et MIKE11). | 91 |
| Figure 5. 6. Profil des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage des Zardezas (HEC RAS et MIKE11)..... | 92 |
| Figure 6. 6. Vitesses maximales atteintes suite à la rupture du barrage des Zardezas (HEC RAS et MIKE11). | 93 |
| Figure 7. 6. Hydrogrammes de crue en aval du tronçon modélisé (HEC-RAS et MIKE11)... .. | 94 |
| Figure 8. 6. Influence du pas d'espace sur les débits de pointes (MIKE11) | 95 |
| Figure 9. 6. Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales (MIKE11) | 96 |
| Figure 10 .6. Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales (MIKE11) | 96 |
| Figure 11 .6. Influence du coefficient de Manning sur les débits de pointe (MIKE11)..... | 97 |
| Figure 12 .6. Influence du coefficient de Manning sur les hauteurs maximales (MIKE11).... | 98 |
| Figure 13 .6. Influence du coefficient de Manning sur les vitesses maximales (MIKE11)..... | 99 |
| Figure 14 .6. Influence du pas d'espace sur les débits de pointe (HEC-RAS)..... | 100 |
| Figure 15 .6. Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales (HEC-RAS)..... | 100 |
| Figure 16 .6. Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales (HEC-RAS)..... | 101 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure 17 .6. Influence du coefficient de Manning sur le débit de pointe (HEC-RAS)..... | 102 |
| Figure 18 .6. Influence du coefficient de rugosité sur les hauteurs d'eau (HEC-RAS)..... | 103 |
| Figure 19 .6. Influence du coefficient de rugosité sur les vitesses d'écoulement (HEC-RAS) | 104 |
| Figure 1 .7. Village des Zardézas, hauteurs d'eaux maximales | 109 |
| Figure 2 .7. Village Saïd Bousbaa, hauteurs d'eaux maximales..... | 109 |
| Figure 3 .7. Ville El Harrouch, hauteurs d'eaux maximales | 110 |
| Figure 4 .7. Village Salah Bouchaour, hauteurs d'eaux maximales..... | 110 |
| Figure 5 .7. Village Sahki Ahmed, hauteurs d'eaux maximales..... | 111 |
| Figure 6 .7. Inondation prévue 15 min après la rupture..... | 112 |
| Figure 7 .7. Inondation prévue 30 min après la rupture..... | 112 |
| Figure 8 .7. Inondation prévue 45 min après la rupture..... | 112 |
| Figure 9 .7. Inondation prévue 60 min après la rupture..... | 112 |
| Figure 10 .7. Inondation prévue 75 min après la rupture..... | 113 |
| Figure 11 .7. Inondation prévue 90 min après la rupture..... | 113 |
| Figure 12 .7. Signal d'alerte spécifique aux ouvrages hydrauliques..... | 114 |
| Figure 13 .7. Signal d'alarme pour l'état de pré alerte..... | 115 |
| Figure 14 .7. Signal d'alarme pour l'alerte générale..... | 115 |
| Figure 15 .7. Signal d'alarme pour la fin d'alerte..... | 116 |

Liste des tableaux

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau 1.1. Pertes humaines et matérielles majeures aux 19 ème et 20 ème siècles. | 13 |
| Tableau 1.4. Dimensions principales du barrage des Zardézas..... | 60 |
| Tableau 1.5. Calcul du temps de concentration..... | 70 |
| Tableau 2.5. Données pluviométriques disponibles..... | 71 |
| Tableau 3.5. Résultats des tests d'adéquation de l'ajustement des pluies journalières maximales des 3 stations | 73 |
| Tableau 4.5. Pluies maximales journalières par période de retour..... | 75 |
| Tableau 5.5. Pluies maximales journalières en 24 heures | 75 |
| Tableau 6.5. Pluies moyennes sur l'ensemble du bassin pour différentes périodes de retour..... | 77 |
| Tableau 7.5. Débits extrêmes de l'oued Saf-Saf à Khémakhem (m^3/s)..... | 78 |
| Tableau 8.5. Débits extrêmes au barrage..... | 79 |
| Tableau 9.5. Résultats du test d'adéquation de l'ajustement des débits maximaux journaliers de l'oued Saf-Saf à Khémakhem | 80 |
| Tableau 10.5. Débits maximums probables de l'oued Saf-Saf à Khémakhem (m^3/s).... | 81 |
| Tableau 11.5. Débits maximums calculés selon la formule de Mallet et Gautier (m^3/s). 82 | |
| Tableau 12.5.: Débits moyens journaliers calculés par la méthode du Gradex | 84 |
| Tableau 13.5. Débits de pointe calculés par la méthode du Gradex | 84 |
| Tableau 1.6. Vérification du débit de rupture | 91 |

Introduction Générale

De toute antiquité, l'homme, s'inspirant peut-être de la technique du castor pour la protection de ses cités lacustres, a dû constituer des barrages, soit pour l'arrosage, l'irrigation, (Bourgin A. 1955). Puis ses besoins se développant ; ajoutant aux précédents la régularisation des fleuves, la suppression des crues, l'atténuation des étiages, la navigation fluviale, sans compter les besoins en eau industrielle. Par conséquent, depuis moins d'un siècle ces barrages ont pris des dimensions considérables pour répondre à ces besoins spécifiques.

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

- Décembre 1959, barrage de Malpasset (Var, France) : le barrage-voûte barrant la rivière Reyran cède à cause d'un défaut géologique dans le massif où s'ancrait la voûte. Une vague de 40 mètres déferle sur la vallée et atteint la ville de Fréjus. Des blocs rocheux sont entraînés et détruisent le quartier de Malpasset. En tout, ce sont 423 victimes qui sont déplorées.

- Octobre 1963, barrage de Vajont (Italie) : La mise en eau de ce barrage voûte de 261 mètres de hauteur et 190 mètres de longueur a créé un désordre géologique qui a provoqué un glissement de terrain massif dans la retenue d'eau, provoquant une vague de 150 mètres de hauteur dans la vallée escarpée en aval et faisant environ 2000 victimes. Le volume d'eau est passé par-dessus l'ouvrage qui est resté intact.

- Août 1975, barrages de Banqiao et de Shimantan (Chine) : Ces barrages en remblai, d'une centaine de mètres de hauteur, ont été submergés par les pluies diluviennes d'un ouragan et ont cédé, créant une lame d'eau de 6 mètres de hauteur sur 12 km de large et faisant plusieurs dizaines de milliers de victimes directes, plusieurs centaines de milliers de victimes indirectes, et environ 11 millions de personnes affectées par la catastrophe.

- Août 1979, barrage de Morvi (Inde) : Ce barrage en remblai de 25 mètres de hauteur a lui aussi été submergé par la montée du niveau de la retenue suite à de fortes pluies. Sa rupture a

créé une vague de 5 à 10 mètres qui a atteint la ville de Morvi à 5 km en aval, faisant plusieurs milliers de victimes.

La rupture du barrage Malpasset (1959) a incité les chercheurs à entreprendre des efforts considérables dans le domaine de la recherche sur la simulation de l'onde de rupture de barrage, en particulier avec les programmes européens : CADAM (2000) et IMPACT (2001), et les programmes Américains Dam Safety (1989) et FLOOD site (2004). Ces efforts ont été associés au développement de nombreux modèles numériques, et de quelques travaux de modélisation physique. (Paquier A. 2002), (Chanson H. 2006)

En Algérie, les accidentologies de rupture de barrages furent rares, seulement deux accidents de rupture ont été recensés et documentés ; la rupture à deux reprises du barrage Fergoug en 1881 et en 1927 à cause de l'insuffisance du déversoir. Bouhali, S., (2006) Une rareté qui reflète sur le nombre de travaux de recherches effectuées sur le calcul et la simulation de l'onde de rupture de barrage.

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

Mentionnons aussi les travaux de Salhi, L., (2010) qui a comparé les résultats obtenus par logiciel de simulation bidimensionnelle TELEMAC-2D et le logiciel unidimensionnel CASTOR, simulant la rupture du barrage Boukerdane à Tipasa. Il résulte une grande différence dans l'estimation des paramètres hydrodynamiques de l'onde de rupture calculés par les deux codes. Il précise que ces écarts sont dus à la discrétisation du domaine et la représentation de la bathymétrie de la vallée qui est faite de façon plus complète en mode bidimensionnelle, ce qui entraîne l'implication de phénomènes hydrodynamiques supplémentaires par rapport au mode unidimensionnel. Rahmani, K., (2011) a développé un code de calcul sous Fortran, basé sur la résolution des équations de continuité et conservation de quantité de mouvement par la méthode des différences finies, pour ensuite étudier l'effet de changement de pente du canal, le frottement et de la largeur et la forme du canal, sur les ondes qui se propagent vers l'aval. Boussekine, M., (2014) a également utilisé HEC-RAS pour évaluer l'impact de l'onde de rupture du barrage Hammam Grouz sur les constructions existantes en aval, un barrage poids en béton situé dans la wilaya de Mila actuellement victime d'importantes fuites et sous pressions en dessous du barrage.

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

Parmi ces barrages figure le barrage des Zardezas, d'une part l'aménagement est situé dans un contexte géologique difficile. La fondation du barrage est constituée de calcaires, poudingues et de grès d'assez médiocre qualité. La construction du barrage a été marquée par un important glissement de terrain en rive gauche qui a conduit à des modifications de projet. (ISL Ingénierie. 2006)

En d'autres parts, le barrage est victime d'un état critique d'envasement estimé à environ 25 m au-dessus du fond initial de l'oued. En 1990 les services concernés ont diminué le volume de l'eau claire de 9.10 m uniquement pour assurer la sécurité de l'ouvrage, bien évidemment, cela s'est fait au détriment de l'approvisionnement de la population de la ville de Skikda et du périmètre du Saf-Saf, Le volume régularisé qui était de 20.10^6 m^3 s'est trouvé réduit à environ 10.10^6 m^3 . (Remini B. 2000)

Indépendamment du problème de la diminution de la capacité du réservoir, L'envasement pose celui de la stabilité de l'ouvrage: on sait que pour une variation linéaire de la hauteur de la vase, la poussée progresse au carré de la hauteur. La densité de la vase peut atteindre 1,6 (Remini B. 2000)

Face à cette situation, il est indispensable de réaliser la présente étude qui a pour objectifs :

En première étape :

- D'estimer les conséquences d'une éventuelle rupture du barrage des Zardezas dans la zone aval. Pour ce faire, deux modèles numériques unidimensionnels d'écoulement non permanent ont été employés, le modèle HEC-RAS développé par le Corps des ingénieurs armés des États-Unis et le modèle MIKE11 développé par l'institut d'hydraulique du Danemark (DHI) ;

- De comparer les résultats obtenus par ces deux modèles en déduisant les paramètres influant sur ces résultats.

- Dégager des recommandations sur le choix entre ces deux modèles numériques et sur les paramètres à introduire dans les simulations.

En deuxième étape, l'établissement des cartes de risques.

En troisième étape et en conséquence de la 1^{re} et la 2^e étape, établir un plan particulier d'intervention (PPI) intrinsèque au barrage en cas de catastrophe. L'objectif de ce plan est principalement d'expliquer au mieux le danger potentiel que le barrage constitue, d'évaluer les effets dans la zone aval en cas de rupture de barrage et de prévoir les démarches appropriées à entreprendre pour empêcher ou au moins diminuer les conséquences de tels incidents.

Pour aboutir aux objectifs visés, le mémoire se compose de sept chapitres précédés d'une introduction générale et suivis d'une conclusion générale, ordonnés de la manière suivante :

- Le premier chapitre, c'est une synthèse documentaire sur les accidents de rupture de barrages dans le monde leurs causes et conséquences.
- Le deuxième chapitre c'est une synthèse bibliographique dont laquelle on présente les principes généraux de modélisation de l'onde de rupture d'un barrage.
- Dans le troisième chapitre, nous présentons les deux modèles numériques HEC-RAS et MIKE 11 utilisés dans les simulations de rupture du barrage à l'étude ; le barrage des Zardezas.
- Le quatrième chapitre est consacré, à la présentation de la zone d'étude, une description détaillée du barrage des Zardézas est également effectuée.
- Le cinquième chapitre traite la modélisation du régime de crue dans le bassin versant de l'Oued Saf-Saf, et par conséquent la détermination des hydrogrammes des crues rares qui serviront de données d'entrée dans les modèles hydrauliques.
- Alors que le sixième chapitre est consacré à la comparaison et à l'interprétation des résultats obtenus par les deux modèles numériques HEC-RAS et MIKE 11.
- Enfin, dans le septième chapitre on s'intéresse à l'évaluation des inondations induites par la rupture du barrage des Zardezas et à l'élaboration d'un plan particulier d'intervention.

Chapitre 1 : Barrages, ruptures de barrages et conséquences

Introduction

Il existe près de 50 000 grands barrages dans le monde, utilisés pour recueillir de l'eau, l'irrigation, le contrôle des inondations, et l'approvisionnement en énergie. Pour une grande partie de la population, les barrages sont essentiels et contribuent au développement économique et à la satisfaction des besoins essentiels.

Comme tout ouvrage de génie civil, les barrages peuvent connaître des défaillances de sécurité. Au cours de l'histoire, de maints incidents se sont produits lors de la construction ou de l'exploitation de ces ouvrages. Certains de ces incidents ont fini même par la rupture du barrage, due à de différentes raisons. Ces incidents et ruptures de barrages se sont traduits par des conséquences de différente envergure, allant des conséquences mineures à celles catastrophiques (Marche C. 2008).

En Algérie, seulement deux accidents majeurs de rupture de barrage ont eu lieu "Fergoug en 1830 et en 1927 " causant la perte d'environ 250 personnes; cette rareté des accidents de rupture ne doit pas conduire à penser que le risque de rupture de barrage est négligeable. En fait c'est le résultat d'un aspect de surdimensionnement des ouvrages d'évacuations notamment les évacuateurs de crues. (Bouhali M. 2006), (Djemili L. 2010).

1. Les barrages

1.1. Définition

Selon le Larousse un barrage est un « *ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à en assurer la régulation, soit à pourvoir à l'alimentation en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie* » et une digue est un « *ouvrage destiné à contenir les eaux, à élever leur niveau ou à guider leur cours.* »

Les deux termes barrage et de digue ne sont pas sans confusion; on emploie parfois le terme digue pour décrire un petit barrage réalisé en remblai. Les berges des canaux ou cours d'eau canalisés peuvent également constituer des digues. Si les barrages sont généralement implantés sur des cours d'eau, il existe également des ouvrages construits

pour stocker de l'eau de ruissellement d'un talweg en créant une « retenue collinaire » ainsi que des ouvrages situés hors d'un lit majeur, et se remplissant par pompage ou par dérivation d'un cours d'eau.

1.2. Les différents types de barrages

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

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

1.2.1. Barrages rigides

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

• Barrage poids

Les barrages poids sont parmi les types les plus anciens et ils en existent un grand nombre dans les pays industrialisés, ces barrages résistent à la poussée de l'eau par leur propre poids et par leur forme trapézoïdale (figure 1.1), ils ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980. (Carrère A. 2000)

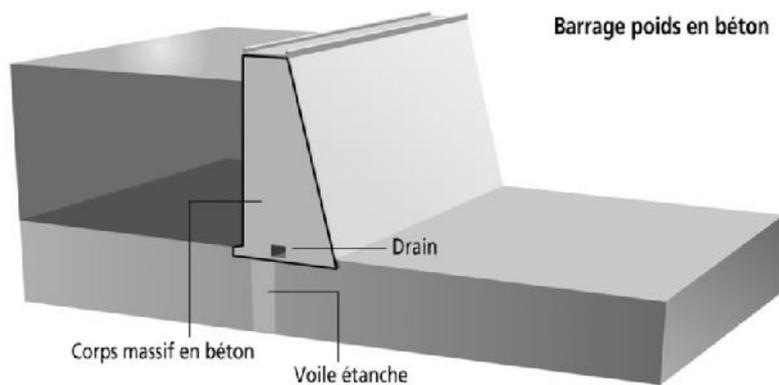


Figure 1.1. Barrage poids

• Barrage voûte

De forme arquée tournée vers l'amont (figure 2.1), le barrage voûte permet de reporter la pression de l'eau du réservoir sur les rives. Cela permet également de diminuer le volume de béton et d'utiliser au mieux ses capacités à supporter la compression.

De ce fait, c'est un barrage extrêmement sûr et la seule rupture connue (Malpasset, 1959) a été due non à la voûte elle-même, mais à la défaillance en profondeur d'une rive, dans des conditions de structure géologique, de pétrographie et de pressions interstitielles très particulières. (Carrère A. 2000)

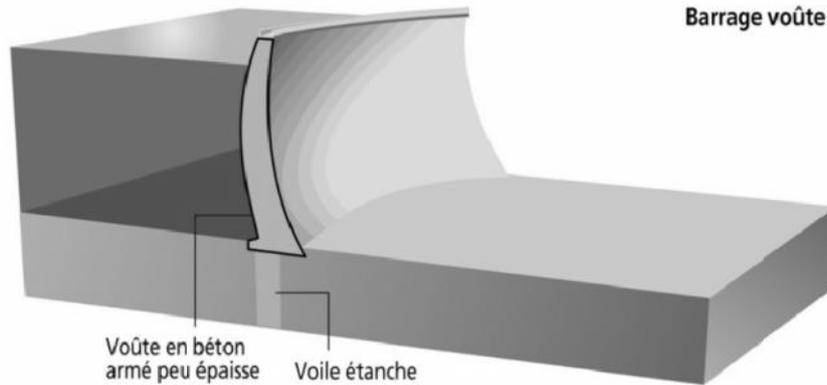


Figure 2. 1. Barrage voûte

• Barrage à contreforts

C'est un grand mur en béton qui s'appuie sur des contreforts en laissant des évidements, économisant ainsi du béton. Les contreforts, relativement minces, conduisent les efforts jusqu'aux fondations. (Carrère A. 2000)

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

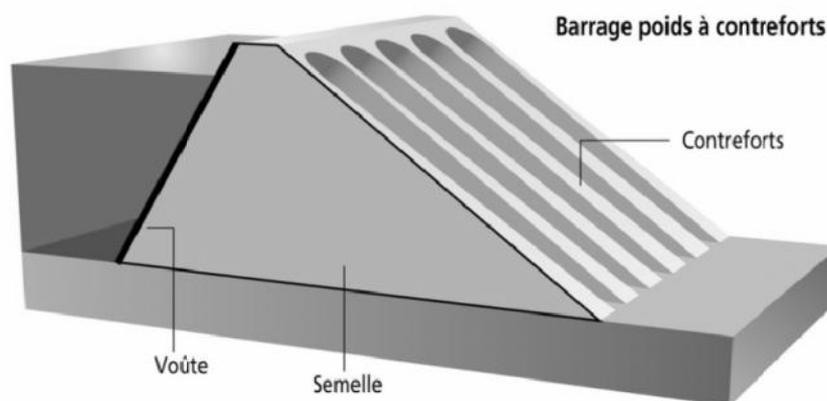


Figure 3. 1. Barrage à contreforts

1.2.2. Barrages souples

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage souple:

- **Barrage homogène**

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

La structure de ces barrages est souvent complétée par un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'érosion dans sa partie amont. (Djemili L. 2006)

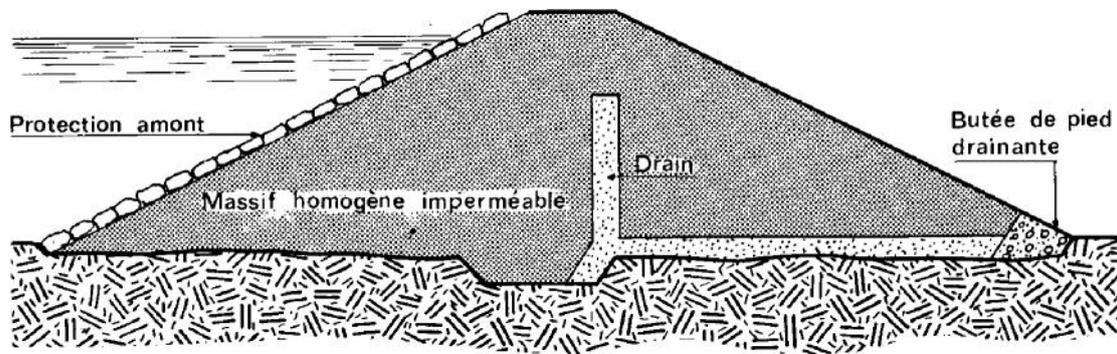


Figure 4. 1. Barrage homogène

- **Barrage à noyau étanche**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones (figure 5.1), dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone. L'étanchéité est assurée par un noyau imperméable constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui conférant une faible perméabilité.

Cette technique permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en oeuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. (Djemili L. 2006)

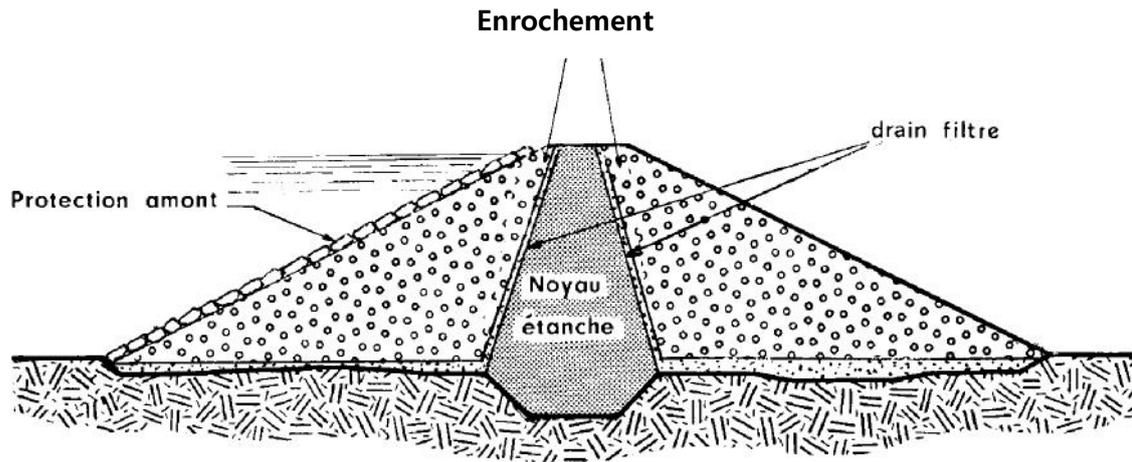


Figure 5. 1. Barrage à noyau étanche

• Barrage à masque amont

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

Le masque amont (figure 6.1) est une paroi étanche posée sur le talus amont du barrage, il peut être de nature très différente: béton armé, matériel bitumineux, "bâche" et même tôle d'acier. Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable. (Djemili L. 2006)

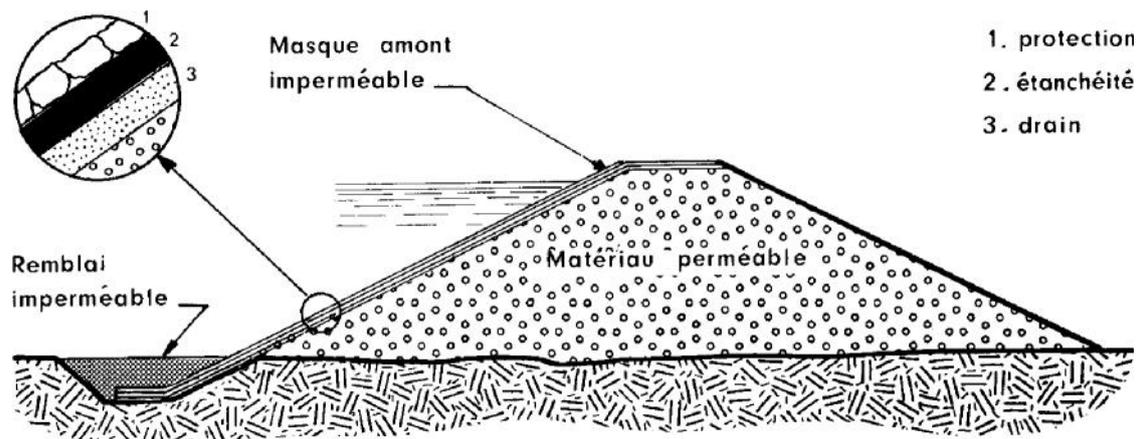


Figure 6. 1. Barrage à masque amont

1. 3. Rôle des barrages

A l'origine, les barrages furent construits afin de satisfaire des besoins assez précis: l'approvisionnement en eau et l'irrigation. Avec le développement des civilisations, les besoins furent plus importants et plus nombreux, ajoutant aux précédents la nécessité de contrôler les crues, la navigation, la qualité de l'eau, le contrôle des sédiments et la production de l'énergie. Par conséquent des barrages ont été construits pour répondre à ces besoins spécifiques.

Les barrages sont conçus dans un objectif bien précis, mais certains ouvrages peuvent être polyvalents en combinant plusieurs usages. D'après les dernières publications du Registre mondial des Grands Barrages, l'irrigation est de loin la raison la plus courante pour construire un barrage. Parmi les barrages à but unique, 48% sont pour l'irrigation, 17% pour l'hydro-électricité, 13% l'approvisionnement en eau, 10% le contrôle des crues, 5% pour les loisirs et moins de 1% pour la navigation et la pisciculture. (CIGB. 2007)

1. 3.1. L'irrigation:

Les terres irriguées couvrent aujourd'hui environ 277 millions d'hectares soit 18% des terres arables du monde, elles produisent 40% des récoltes et emploient 30% de la population dispersée dans les régions rurales. Du fait de l'importante croissance démographique pressentie pour les années à venir, l'irrigation doit être étendue afin d'augmenter la capacité de production. On estime que 80% de la production additionnelle de nourriture en 2025 viendra de terres irriguées. Même avec le développement qui ne cesse d'accroître des méthodes de conservation de l'eau et des techniques d'irrigation, la construction de réservoirs supplémentaires sera nécessaire. (CIGB. 2007)

1. 3. 2. Hydro-électricité:

Les usines de production d'énergie hydro-électrique produisent en général entre plusieurs centaines de kilowatts et plusieurs centaines de mégawatts, certaines usines immenses peuvent produire jusqu'à 10 000 mégawatts afin d'approvisionner en électricité plusieurs millions de personnes. La capacité mondiale combinée de ces usines est estimée à 675 000 mégawatts, elles fournissent 2,3 trillions de kilowatts d'électricité par heure et couvrant 24% des besoins en électricité mondiaux. (CIGB. 2007)

1. 3. 3. Distribution d'eau pour usages domestiques et industriels:

Il est important de signaler que la grande partie des précipitations retournent aux océans et qu'une grande proportion de celles qui tombe sur les terres s'écoule aussi jusqu'aux étendues salées. Au fait, seulement 2% des précipitations s'infiltrant et alimentent les nappes phréatiques. Les barrages planifiés, conçus, construits et entretenus convenablement pour stocker l'eau contribuent amplement à satisfaire nos besoins d'approvisionnement en eau pour usages domestiques et industriels. Pour ajuster les variations des cycles hydrologiques, les barrages et réservoirs sont indispensables pour emmagasiner l'eau et approvisionner avec régularité lors de pénurie. (CIGB. 2007)

1. 3. 4. Navigation fluviale

À cause des conditions naturelles, les rivières subissent des modifications de débit, niveau, formation de glace, du cours du lit dû à l'érosion et à l'envasement, cela cause des problèmes et obstacles pour la navigation fluviale. Le développement de cette activité résulte de l'aménagement accompli de bassins, barrages et réservoir qui sont régulés afin de réaliser des bénéfices économiques. De plus, ce système et les activités des loisirs en découlant réduisent l'érosion et stabilise le niveau des nappes phréatiques. (CIGB. 2007)

1. 3. 5. Contrôle des crues

Les barrages peuvent être utilisés pour réguler le niveau d'eau dans les rivières et réguler efficacement le débit déversé en stockant temporairement l'eau et en la relâchant plus tard. La méthode la plus efficace pour réguler le débit est la mise en œuvre d'un système intégré de gestion de l'eau qui contrôle le stockage et les relâches des principaux barrages d'un bassin fluvial. Chaque barrage est réglé selon un programme d'exploitation spécifique afin de contrôler les flux d'eau sans causer de dommage. À titre d'exemple, lors des saisons pluvieuses il faut baisser le niveau de la retenue pour faire plus de capacité d'accumulation. (CIGB. 2007)

2. Rupture de barrage

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

Bien que les ruptures de barrage soient des événements rares, on en a recensé 2000 depuis le 12^{ème} siècle. La figure 1.7 montre qu'au 20^{ème} siècle, il se produisait entre 10 et 40 ruptures de barrage chaque décennie. Les données les plus récentes indiquent que le nombre de ruptures de grands barrages tend vers 1,5 par année. Si l'on met en relation ces ruptures avec le nombre de barrages en service pendant la même période, on constate néanmoins un recul progressif du taux de rupture. (Marche C. 2008).

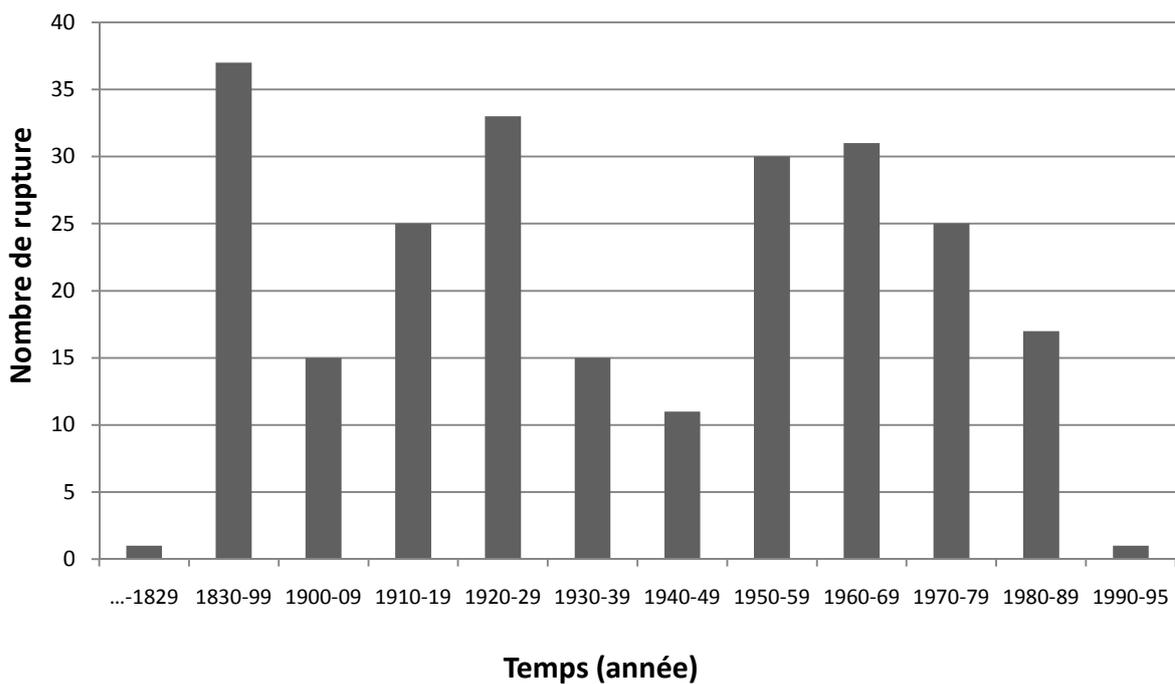


Figure 7. 1. Historique des ruptures de barrages

Le tableau 1.1 énumère les catastrophes les plus marquantes ayant eu lieu depuis le 19^{ème} siècle.

| Barrage | Pays | Date de rupture | Hauteur du barrage (m) | Volume de la retenue (hm ³) | Nombre de victimes |
|--------------------------------------------------------------------|-----------------|-----------------|------------------------|-----------------------------------------|--------------------|
| Barrage en remblai, rupture durant la construction | | | | | |
| Panshet | Inde | 1961 | 49 | 214 | 1 000 |
| Sempor | Indonésie | 1967 | 60 | 56 | 200 |
| Barrage en remblai, rupture lors de la première mise en eau | | | | | |
| Dale Dyke | Grande-Bretagne | 1864 | 29 | 3,2 | 230 |
| Barrage en remblai, rupture en service | | | | | |
| Iruhaïke | Japon | 1868 | 28 | 18 | 1200 |
| Mill River | États-Unis | 1874 | 13 | <i>Inconnu</i> | 140 |
| South Fork | États-Unis | 1889 | 21 | 18 | 2 200 |

| | | | | | |
|---------------------------------------------------------------|--------------|------|----|----------------|--------------|
| 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 | 2 000 |
| Gotvan | Iran | 1980 | 22 | <i>Inconnu</i> | 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 | 1 000 |
| Malpasset | France | 1959 | 60 | 49 | 423 |
| Khadakwasla | Inde | 1961 | 33 | 137 | 1 000 |
| Barrage à contreforts et voûtes multiples | | | | | |
| Gleno | Italie | 1923 | 35 | 5 | 600 |
| Vega de Terra | Espagne | 1959 | 33 | 7,3 | 140 |

Tableau 1.1. Pertes humaines et matérielles majeures aux 19^{ème} et 20^{ème} siècles

[source : www.hydrocoop.org].

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

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

2.1. Les causes de rupture

Les causes de rupture peuvent être diverses et souvent cumulatives :

2.1.1. Causes techniques

vices de conception ou de construction, mauvais vieillissement des matériaux et défaut d'entretien des installations, défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, obstruction des dispositifs d'évacuation des crues (déversoirs ou vannes), absence de dispositif permettant de suivre le comportement de l'ouvrage. (Marche C. 2008). (Paquier A. 2002)

2.1.2. Causes naturelles

séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain au droit des appuis du barrage, glissements de terrain, écroulements ou avalanches dans la retenue provoquant, par élévation brusque du niveau des eaux, un déversement brutal sur la crête de l'ouvrage. (Marche C. 2008). (Paquier A. 2002)

2.1.2. Causes naturelles

insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, compétence insuffisante des intervenants et dilution des responsabilités avec les services en charge du contrôle, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance, conflit, absence d'actions des opérateurs suite à des signes précurseurs de dégradation, manques ou mauvaises interprétations du comportement de l'ouvrage. (Marche C. 2008). (Paquier A. 2002)

2.2. Ruptures barrage documentées

Quelques cas de ruptures relativement bien connus et documentés, qui ont eu lieu après 1900, seront maintenant présentés en détail. Il s'agit de cas très variés tant au niveau de la catégorie d'ouvrage que du type de ruptures. Ces accidents ou incidents, bien documentés ont fait l'objet de longues études et investigations, d'ailleurs certains d'entre eux ont permis d'améliorer considérablement les connaissances antérieures dans le domaine de sécurité de barrages.

2.2.1. Machhu II

Situé en Inde sur la cote Ouest de l'Etat du Gujarat, le barrage Machhu II consistait en une combinaison d'un barrage poids en maçonnerie et de digues en terre. Le barrage était d'une hauteur de 60 m pour une longueur de crête de 3905,0 m. Le volume total de son réservoir était estimé à 100 millions de mètres cubes. La rupture du barrage est survenue à 13h30 le 11 août 1979 et fut considérée comme l'accident de ce genre le plus important à toucher l'Inde.

Les commissions d'enquête qui succédèrent l'accident attribuèrent la rupture au comportement du corps du barrage. Les causes principales et secondaires de la rupture sont:

- 1) Submersion de l'ouvrage ;
- 2) Pressions hydrostatiques et poussées des sédiments trop élevés.

Plus de 700 m de digue furent emportés par l'eau suite à de fortes crues. Durant les 24h précédant le désastre, un peu plus de 500 mm de pluie sont tombés sur cette région. Cette quantité équivaut à près de la moitié des précipitations annuelles que reçoit habituellement cette région. Le 10 aout vers les 21h00, les responsables du barrage de Machhu I, situe a environ 50 km à l'amont, formulèrent la demande d'une ouverture supérieure des vannes aux barragistes de Machhu II.

Les responsables de Machhu I préconisaient une augmentation de l'ouverture de 1,65 m de la position actuelle afin de parer le déversement de la crue qu'ils étaient eux-mêmes entrain d'effectuer. Lorsque les barragistes de Machhu II s'exécutèrent, 3 des 18 vannes sont restées bloquées suite à une panne électrique des dispositifs de levage.

Malgré les efforts manuels, les vannes refusèrent de s'ouvrir. Le niveau de la retenue s'éleva à 60 m alors que le niveau prévu en cas de crue est de 57,6m, ce qui provoqua la rupture. En dépit des efforts voués à l'alerte de la population, 1540 personnes n'ont pu être évacuées à temps et moururent lors de cet accident. L'onde de submersion engendrée par la rupture des digues latérales inonda 68 villages des régions de Morvi et de Malia pour un total de 12700 foyers détruits et quelque 6700 autres fortement endommagés. (Cote M. 2008)

2.2.2. Vajont

La rupture du barrage de Vajont au Nord-Est de Italie n'est pas une rupture réelle en soi puisque le barrage est encore intact. Le barrage été une voûte spectaculaire de 265 m la plus haute au monde à l'époque. (Marche C. 2008).

Dés la première année de la mise en eau en 1960, on a constaté l'écroulement d'une grande surface de la rive gauche du réservoir sur la face du mont Toc. Avant la catastrophe on savait qu'il s'agissait d'un glissement important. Toutefois ni son importance ni sa cinématique n'avaient été soupçonnées.

Le 9 octobre 1963 un glissement de terrain majeur a mobilisé 250 Mm³ de terres et de roches dans la retenue. La vague engendrée a atteint une hauteur de 260 m au-dessus du niveau du réservoir (donc de 240 m au-dessus de la crête du barrage) avant de retomber dans la gorge de la Piave, détruisant six villages, dont le Longarone.

On évalue que l'accident a fait plus de 2000 morts en quelques minutes. (Marche C 2008). Le barrage lui-même supporta plusieurs fois sa charge nominale sans se rompre, seules quelques craquelures apparaissant au niveau des appuis.

Le problème posé par Vajont est avant tout celui de la gestion d'une catastrophe en évolution lente.

En 2002, le Festival des films du monde a présenté un film retraçant les péripéties de la construction et du remplissage du réservoir de Vajont jusqu'à l'accident. (Marche C. 2008).

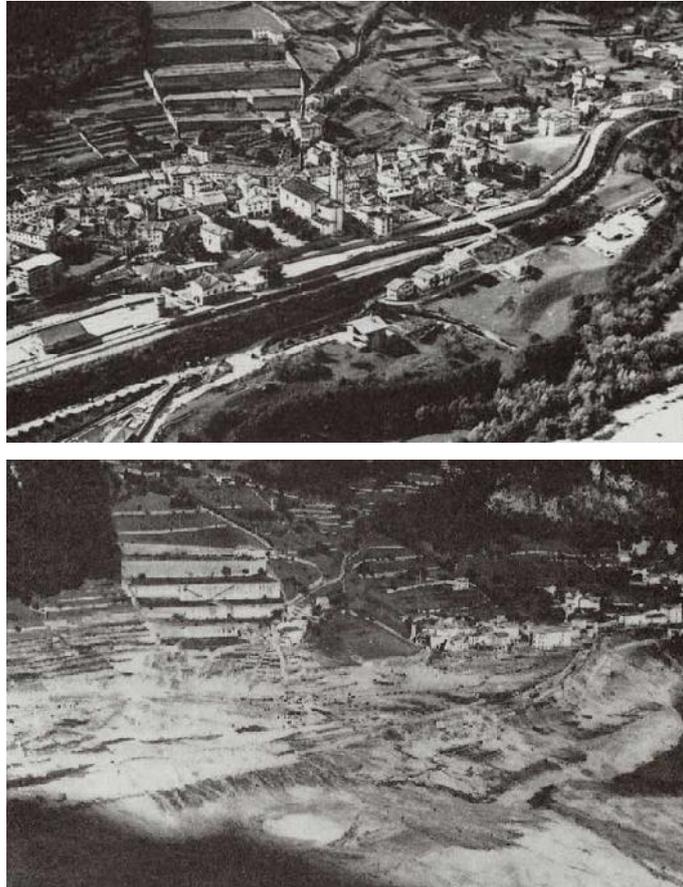


Figure 8. 1. Village de Longarone avant et après l'inondation

2.2.3. Teton

Le barrage de TETON est un barrage en terre à zones sur la Teton River à 21 km de la Ville de Rexburg dans l'Idaho (U.S.A.). Il s'agissait d'un important ouvrage de 93 m de haut et de 52.5 m d'épaisseur en pied. Il était muni d'un noyau imperméable en silt éolien. La capacité de la retenue était de 356.106 m^3 . (CEMAGREF. 1989)

La fondation est formée d'un tuf rhyolitique très fissuré et donc fortement perméable. Un rideau d'injection de grande ampleur avait été mis en place. Toutefois l'extrême perméabilité en rive droite avait conduit les concepteurs à prévoir une tranchée d'ancrage de 21 m de profondeur remplie avec le matériau du noyau. Ce silt s'est révélé fortement érodable.

Aucune liaison n'était prévue entre les différents matériaux ni entre le silt et le rocher. (CEMAGREF. 1989)

Le matin du 5 juin 1976, quelques mois seulement après sa première mise en eau une brèche s'est apparue en rive droite au contact barrage-appui, un premier écoulement a été remarqué d'environ 50 l/s à 40 m sous la crête du barrage à 7h du matin. Une demi-heure plus tard une source d'eau chargée, de 400 à 600 l/s apparaît 50 m plus bas. (Marche C. 2008).

- A 9h 10, les deux sources se développent et une gouttière d'érosion apparaît en rive droite. La source basse atteint 1,1 m³/s.
- A 10 h 30, la source haute atteint 0,5 m³ /s, la gouttière d'érosion s'accroît.
- A 10h 40, l'ordre d'évacuation est donné à l'aval. Un vortex apparaît dans la retenue à 11 h.
- A 11h 50, le tunnel d'érosion atteint la crête qui s'effondra 5 mn plus tard. A 11h 57 la brèche est formée et le réservoir se vide. Le débit atteint alors 70.000 m³ /s. La brèche à 350 m de large et représente 40 % du volume de la digue.

Grâce à une alerte improvisée à l'aval, cette rupture n'a fait que 11 morts, mais plus de 20000 personnes sur les 25000 personnes évacuées se sont retrouvées sans abri. (Lebreton A. 1997)

Cette catastrophe a entraîné des études approfondies aux États-Unis. Celles-ci n'ont pas permis de dégager de façon certaine la cause du phénomène. Plusieurs mécanismes ont été proposés qui ont d'ailleurs pu jouer corrélativement:

- fuite à travers le rideau d'étanchéité au ras de la tranchée ;
- fracturation hydraulique et tassement différentiel dans la tranchée ;
- fuite à la jonction tranchée-fondation ;
- effondrement d'une couche mal compactée lors de l'humidification à la mise en eau ;
- existence d'une zone jointive, à la base, saturée d'eau à la construction (peu probable).

A noter que lors de l'excavation de la tranchée en rive droite, de larges fissures ont été mises en évidence. Elles n'ont malheureusement pas été traitées sur toute la hauteur.

D'importantes critiques ont été faites sur la conception, le choix des matériaux, le manque d'instruments de contrôle, le suivi de chantier. Toutefois il faut souligner la remarquable organisation de l'alerte et de l'évacuation des zones aval. (CEMAGREF. 1989)



Figure 9. 1. Phases successives de la rupture du barrage Teton

2.2.4. Malpasset

Ce barrage était une voûte mince à double courbure de 66 m de haut construite sur le Reyran Rivière côtière proche de Fréjus (Var), formant un réservoir de $60.10^6 m^3$.

La fondation était un gneiss légèrement fissuré et altéré. Le barrage avait été construit en accord avec les règles de l'époque en particulier au niveau des taux de contraintes et de la résistance du béton. (CEMAGREF. 1989)

Le 2 décembre 1959, à 21 h 14, le barrage a littéralement explosé sous la pression et a provoqué la mort de 433 personnes en inondant les villages de Malpasset et de Bozon avant d'atteindre la ville côtière du Fréjus 20 minutes plus tard pour finir sa course dans la mer Méditerranée.

Malpasset est la seule voûte accidentée en service normal ce qui n'a pas facilité les investigations. La première explication donnée a été le glissement le long d'une faille existant sous la rive gauche et apparaissant en surface à l'aval. L'explication a été complétée un peu plus tard par la "considération de pressions hydrauliques.

Sous la rive gauche, la poussée de l'arc pratiquement parallèle au feuilletage du gneiss n'a pu se dissiper dans l'appui : elle est restée concentrée jusqu'à la faille. La poussée s'accroissant le gneiss est devenu de plus en plus imperméable créant une sorte de barrage souterrain

supportant une pression hydraulique interstitielle au moins égale à celle du niveau du réservoir (et peut être supérieure compte tenu de la saturation du massif due aux pluies). Il en est résulté une poussée vers le haut qui a fait finalement sauter une partie de la fondation inférieure R.G. (CEMAGREF. 1989)

La fondation n'était pas drainée (aucun barrage voûte à l'époque n'avait de drainage), mais il n'est pas certain qu'un drainage eut évité l'accident.

Les propriétés particulières de perméabilité et de compressibilité du gneiss ont joué un rôle important dans cette catastrophe. Son étude a permis de mettre au point une méthode de calcul de stabilité d'un massif rocheux de fondation fissurée soumis à des pressions hydrostatiques. Les programmes de calcul actuels permettent d'intégrer cette circonstance et de tenir compte de modules d'élasticité très variables du rocher. (CEMAGREF. 1989)

L'accident de Malpasset est à l'origine en France de la mise en place des premières législations en matière de sécurité des barrages. Celles-ci imposaient pour la première fois aux propriétaires d'ouvrages la réalisation d'études de rupture de barrage. (Marche C. 2008).

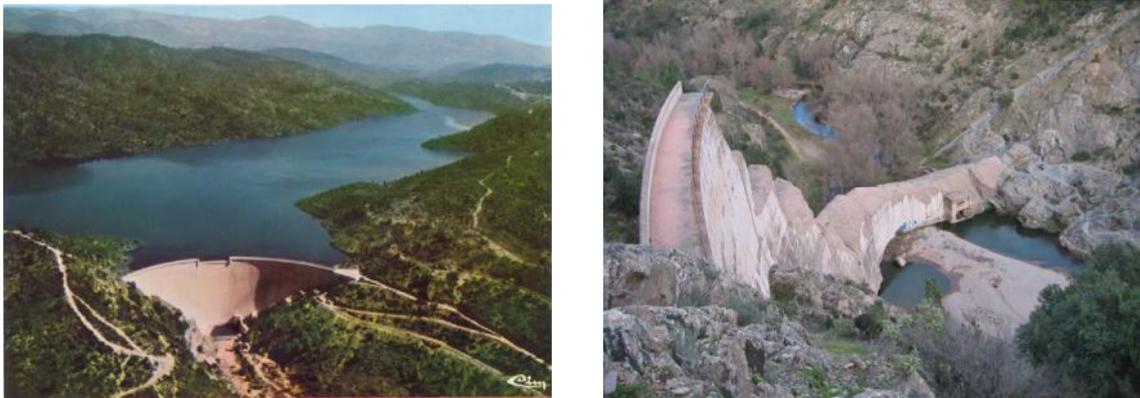


Figure 10. 1. Le barrage de Malpasset avant et après sa rupture



Figure 11. 1. La ville de Fréjus après la catastrophe

2.2.5. Shih-Kang

Le violent séisme Chi Chi, qui frappé le Taïwan le 21 septembre 1999 entraîna la rupture partielle du barrage mobile de Shih-Kang. La présence d'une faille active, sensiblement parallèle à la vallée et non détectée pendant les travaux, provoquera un rejet vertical de 3 à 4 m entre les pertuis vannés de la rive droite, mais sans lâchure catastrophique d'eau de la retenue. (Bouaicha A. 2013)



Figure 12. 1. Le barrage de Shih-Kang avant et après sa rupture

2.3. Le cas Algérien

En Algérie 2 ruptures de barrages sont répertoriées selon les recensements faits par la Commission International des Grands Barrages (CIGB). Il s'agit des deux accidents du barrage de l'Habra à Mascara ayant eu lieu durant la période coloniale en 1881 et en 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). (Deroo L., Jimenez B. 2011)

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. 250 personnes furent noyées, ponts, et maisons emportés par les flots déchaînés. La reconstruction du barrage dura deux années, de 1883 à 1885, et coûta 1300000 fr. (Bouhali M. 2006)

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. (Bouhali M. 2006)

Une nouvelle crue en 1927 cause une rupture complète du barrage. 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.

Trois quarts d'heure après l'annonce de la rupture du barrage, les flots torrentiels déferlaient dans la ville de Perrégaux, emportant sur son passage le pont métallique du chemin de fer, les locomotives et les wagons. Les routes sont coupées, les vergers arrachés, les récoltes anéanties. Une cinquantaine de maisons n'ont pas résisté et se sont effondrées. 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. (Deroo L., Jimenez B. 2011)



Figure 13. 1. Barrage de Fergoug, première rupture en 1881



Figure 14. 1. Barrage de Fergoug en 1907 après reconstruction



Figure 15.1. Le barrage de Fergoug après la catastrophe de 1927.

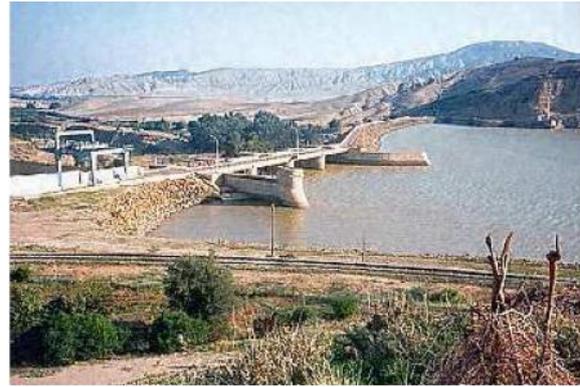


Figure 16. 1. Le barrage de Fergoug après reconstruction 1986.

Conclusion

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

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

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

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

Il est important par conséquent d'être prêt à réagir face aux conséquences de ces événements très rares. Un aspect particulier concerne les barrages qui ont à la fois une hauteur de plus de 20 m au-dessus du terrain naturel et une capacité de plus de 15 hm³, ces barrages doivent être dotés d'un plan particulier d'intervention (PPI). Ce plan prévoit les mesures qui

seront prises en cas de rupture réelle ou imminente du barrage pour protéger les personnes et les biens localisés en amont ou en aval du barrage ou atténuer les effets de ce sinistre. Le chapitre 7, explique cet objectif.

Chapitre 2 : Principes généraux de la modélisation de l'onde de rupture d'un barrage

Introduction

L'étude de rupture d'un barrage passe par plusieurs étapes (Marche C. 2008) (Chiganne F. 2010). Après la collecte des données de l'ouvrage et du bassin, la première étape consiste à choisir un scénario de rupture qui est faite en fonction des caractéristiques structurelles du barrage, des spécificités du site et du niveau du plan d'eau au moment de la rupture.

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

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

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

1. Choix des scénarios de rupture

L'étude de rupture d'un barrage a pour but de déterminer l'impact d'un tel accident sur les infrastructures situées en aval de l'ouvrage. Elle s'agit d'une des principaux volets de l'étude de sécurité d'un barrage. (Hossaini N. 2009)

Les études de rupture de barrages sont portées sur des situations hypothétiques. Leur probabilité de réalisation est extrêmement faible, de plus chacune de ces situations s'appuie sur un contexte et de multiples conditions très précises. (Marche C. 2008), (Bischof R., et al. 2002).

Le choix des scénarios de rupture est toujours difficile à définir. Un barrage est souvent inséré dans un système complexe où il peut être soumis à plusieurs risques qui peuvent causer sa rupture, ces risques peuvent être d'ordre naturel par exemple les crues, le tremblement de terre, la poussée de la vase, le vieillissement et la dégradation des structures en béton, ou bien des risques liés aux erreurs humaines dans la conception, la gestion ou dans l'entretien de l'ouvrage. L'analyse de ces risques doit permettre d'identifier les scénarios susceptibles d'être, directement ou par effet domino, à l'origine la rupture de l'ouvrage. (Marche C. 2008), (Paquier A. 2002).

Un facteur s'avère déterminant dans le choix des scénarios de rupture; les apports hydrologiques au site. En effet, l'état initial du bassin et des cours d'eau, l'état de mobilisation des exploitants et l'état de préparation à l'urgence des populations ne sont pas les mêmes lors d'une belle journée ensoleillée et après plusieurs jours de pluies diluviennes. (Marche C. 2008)

Un seul scénario suffit généralement pour donner un portrait assez précis du développement de la situation associé à rupture en apports hydrologiques normaux. Il permet de comparer cette situation aux ruptures éventuelles attribuables au premier remplissage d'une nouvelle retenue, à un séisme ou à un acte de malveillance sur un ouvrage plus ancien. (Marche C. 2008)

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

La crue de première rupture d'un aménagement est une crue dont l'hydrogramme des apports introduits au réservoir et laminés par celui-ci conduit à l'atteinte de la première condition de rupture sur l'un des ouvrages de l'aménagement. (Marche C. 2008)

On nomme conséquences différentielles de rupture l'augmentation des conséquences engendrées par la rupture par rapport aux conséquences qu'aurait eues la même crue dans la vallée s'il n'y avait pas de barrage. (Marche C. 2008)

Les scénarios de rupture en période de crue sont déterminés après une analyse hydrologique préalable portée sur le bassin versant alimentant la retenue, cette analyse permet de déterminer les hydrogrammes des crues de faibles périodes de retour. Le laminage de ces

crues selon le plan de gestion de l'ouvrage permet d'établir la crue de première rupture, appelée aussi la crue de sécurité de l'aménagement.

Le premier scénario de rupture hydrologique à considérer est celui d'une crue supérieure de quelques mètres cubes par seconde à la crue de première rupture, et ce, pour deux raisons. D'abord, c'est cette crue qui causera les plus forts dommages différentiels en aval; en outre, dans un calcul de risque conventionnel, elle aura la probabilité qui contribuera le plus au risque total de rupture. On étudie ensuite les écoulements de la crue naturelle combinée à la rupture le long de la vallée jusqu'en un point où les apports seront redevenus sans conséquence. (Marche C. 2008)

2. Modélisation de la rupture

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

L'effacement d'un barrage peut être plus ou moins brusque. C'est essentiellement la nature du barrage qui conditionne l'allure de sa rupture potentielle, plus encore que les causes de cette rupture. (Marche C. 2008),

C'est ainsi qu'un barrage en béton est susceptible de se rompre quasi instantanément, comme une porte qui s'ouvre. Les ruptures des barrages-poids se produisent par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots. Pour les barrages à contreforts, il est possible d'imaginer qu'un seul plot s'efface instantanément. Mais il est ensuite raisonnable de penser que les autres plots s'effacent rapidement, comme un château de cartes. Pour les barrages-voutes, le mécanisme de rupture le plus courant est la perte d'appui ou de fondation, l'effacement total et instantané est l'hypothèse la plus probable. (Marche C. 2008)

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

2. 2. Prédiction des paramètres de la brèche

Pour estimer les conséquences d'une rupture de barrage pour un scénario choisi, on doit en premier lieu modéliser le processus de la rupture elle-même et la formation de l'écoulement au droit de la digue (Paquier A. 2002). Il est essentiel de connaître au droit du barrage, la géométrie de la brèche, le temps de formation de la brèche ainsi que le débit maximal à l'ouvrage.

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

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

$$Q_{\max} = 0.9^2 * L * H_0^{1.5} \quad (1.2)$$

Avec:

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

H_0 = profondeur initiale d'eau en amont.

Les formules de Costa (2.2), de Molinaro (3.2) et de Lempérière (4.2) (pour des matériaux de petites dimensions et de cohésion nulle) relient la hauteur H du barrage (m) et le volume V de la retenue (m^3) au débit maximal à la brèche Q_{\max} (m^3/s).

$$Q_{\max} = 0.116 * (g * H)^{0.5} * H^2 * (V / H^3)^{0.22} \quad (2.2)$$

$$Q_{\max} = 0.7 * \sqrt{g * H} * H^2 * \sqrt{V / H^3} \quad (3.2)$$

$$Q_{\max} = 325 * (H * V / 10^6)^{0.42} \quad (4.2)$$

Le temps nécessaire pour atteindre le débit maximal peut être estimé à l'aide de la formule (5.2) :

$$T = 10 * V^{0.5} * g^{-0.5} * H \quad (5.2)$$

La formule de Hagen fait intervenir les mêmes paramètres, mais en unité impériale : H' (pi), V' (acres-pieds) et Q'_{\max} (pi³/s)

$$Q'_{\max} = 370 * \sqrt{V' * H'^2} \quad (6.2)$$

Les formules du U.S. Bureau of Reclamation (1982) (7.2) et Evans(1986) (8.2) mettent en avant l'importance des caractéristiques du réservoir dans l'évaluation du débit maximal de rupture :

$$Q_{\max} = 75 * D^{1.85} \quad (7.2)$$

Avec

Q_{\max} en pi^3/s

D : profondeur du réservoir (pi)

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

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

Mac Donald et Langridge-Monopolis (1984) relie le débit maximal à la brèche $Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s})$, la hauteur d'eau H_w dans le réservoir au dessus de la brèche (m) et le volume dans le réservoir V_w au moment de la rupture (m^3) :

$$Q_{\max} = 1.175 (H_w * V_w) \quad (9.2)$$

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

$$H_s = V^{0.33} \quad (10.2)$$

Avec

H : hauteur de l'ouvrage

B_m : largeur moyenne de la brèche

B : largeur au sommet de la brèche

d : profondeur de la brèche

il propose

$$B / d = 0.4 H_s / H \quad (11.2)$$

$$Q_{\max} / (g B_m^2 H^3)^{0.5} = 0.0125 H_s / H \quad (12.2)$$

$$T (g / H)^{0.5} = 1.5 H_s / B_m \quad (13.2)$$

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

$$B = 9.5 K_0 (VH)^{0.25} \quad (14.2)$$

La brèche se développant en un temps T :

$$T = 0.59^{0.47} H^{0.9} \quad (15.2)$$

Avec B : largeur moyenne de la brèche (pi)

T : durée de formation de la brèche (h)

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

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

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

On obtient alors le débit maximal (pi^3/s) par la formule suivante :

$$Q_{\max} = 3.1B \frac{C}{T + C\sqrt{H}} \quad (16.2)$$

Avec (1.16)

$$Q_{\max} = 23.4 * A / B \quad (17.2)$$

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

Les formules de Froehlich (18.2), (19.2), (20.2) établies pour les barrages en remblai en étudiant 63 cas réels proposent :

$$Bm = 0.1803K_0V^{0.32}h_b^{0.19} \quad (18.2)$$

$Z = 0.9$

$$T = 0.00254V^{0.53}h_b^{-0.9} \quad (19.2)$$

Où

V : le volume de la retenue

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

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

$$Q_p = 0.607V_w^{0.295}hw^{1.24} \quad (20.2)$$

3. Prédiction de la propagation de la crue de rupture

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

Dès le 19^e siècle, on a développé les équations fondamentales et des solutions théoriques exactes du problème du bris de barrage, on les a améliorées jusqu'en 1970 environ. Ces équations désormais appelées « de Barré de Saint-Venant », sont encore aujourd'hui d'une extrême importance en hydraulique maritime ou fluviale et en particulier dans les études de propagation de crue de rupture de barrages, cependant l'utilisation des solutions théoriques pour les résoudre est de plus en plus limitée en raison de l'émergence et de la croissance rapide des capacités de traitement et de résolution numériques. (Hervouet J. M. 2003)

Le recours à la modélisation numérique de la propagation des crues de rupture devient de plus en plus incontournable eu égard à leur capacité de prendre en compte le mode de rupture de l'ouvrage, la forme détaillée du cours des et des affluents, les effets aux frontières ainsi que les différents phénomènes produits par les diverses singularités rencontrées le long de la vallée. Cependant, alors qu'une formule simple ne comporte que deux ou trois facteurs et un nombre de données réduit, les modèles numériques nécessitent, pour produire des résultats à la hauteur de leurs capacités, un grand nombre de données de qualité. La collecte de ces données peut générer des coûts inconciliables avec les objectifs de l'étude. (Marche C. 2008)

Lorsque la vallée est trop accidentée ou bien a une pente trop forte les équations de Barré de Saint-Venant ne sont plus représentatives et il faut réaliser un modèle physique en similitude de Froude en général à l'échelle de géométrique 1/500 sans distorsion, ce qui permet de conserver le même régime d'écoulement turbulent sur le modèle et en nature. Les modèles physiques nécessitant plus de temps et de ressources comparés aux autres techniques sont réservés à l'étude de zones particulières où les outils numériques s'avèrent moins fiables. (Marche C. 2008)

Depuis quelques années, le démantèlement de quelques anciens barrages a permis aux groupes de recherche de faire des essais de rupture contrôlée (Projet IMPACT Breach Modelling Program, 2001-2004 en particulier) après instrumentation appropriée de l'ouvrage et de la vallée. Une technique se portant sur des cas plus représentatifs des situations réelles et

donc peut apporter des données très importantes, cependant peu employée, car elle est très spécifique et orientée vers la validation des autres outils. (Marche C. 2008) (Paquier A. 2002)

Conclusion

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

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

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

Chapitre 3 : Présentation des modèles numériques HEC-RAS et MIKE 11

Introduction

Les risques résultants de la rupture d'un barrage sont dus à la propagation d'un énorme volume d'eau avec de grandes vitesses capables de causer des dégâts majeurs. Le phénomène clé à étudier est donc l'onde de rupture résultante, comme on l'a exposé dans le chapitre précédent. Divers outils ont été mis en place pour le faire, les plus récents, viennent de la simulation numérique des équations de Saint-Venant. (Paquier A. 2002), (Mihoubi M.K., et al. 2012).

Les modèles numériques employés dans cette étude HEC-RAS et MIKE 11 basés sur ces équations sont parmi les modèles les plus utilisés dans les études d'inondations au cours des dernières décennies, leur emploi dans les études des ruptures de barrages peut permettre économiser du temps et des ressources considérables, cependant l'utilisateur doit avoir une esquisse des équations qui constituent la base de ces modèles, de leur domaine de validité et des approximations faites pour obtenir ces équations.

Il doit également avoir une idée sur les modifications apportées à ces équations dans ces deux modèles, sur les techniques de résolutions employées et sur les théories associées aux débits de brèche. Enfin, prendre en considération les avantages et les inconvénients que procure l'utilisation de HEC-RAS et MIKE 11.

1. Équations de Saint-Venant

1.1. Présentation et bref historique

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 laminage de la crue de rupture. (Marche C. 2008).

Ces équations ont été introduites en 1871 dans un Compte Rendu à l'Académie des Sciences rédigé par l'ingénieur des Ponts et Chaussées Adhémar Jean-Claude Barré de Saint-Venant. Dans sa version initiale, le système d'équations décrivait l'écoulement dans un canal rectangulaire à fond horizontal en une dimension d'espace. (Hervouet J. M. 2003)

Ces équations découlent de l'application des lois de conservation sur un élément fluide sous l'hypothèse d'eau peu profonde. Il faut également souligner que ces équations aux dérivées partielles peuvent être trouvées par l'adaptation des équations de Navier-Stokes en les moyennant suivant la direction verticale. (Ata R. 2007)

1.2. Obtention des équations

1.2.1. Équation dynamique

Dans l'application de deuxième principe Newtonien pour les problèmes de base de l'hydraulique à surface libre, on a besoin dans ce qui suit de définir un volume de contrôle,

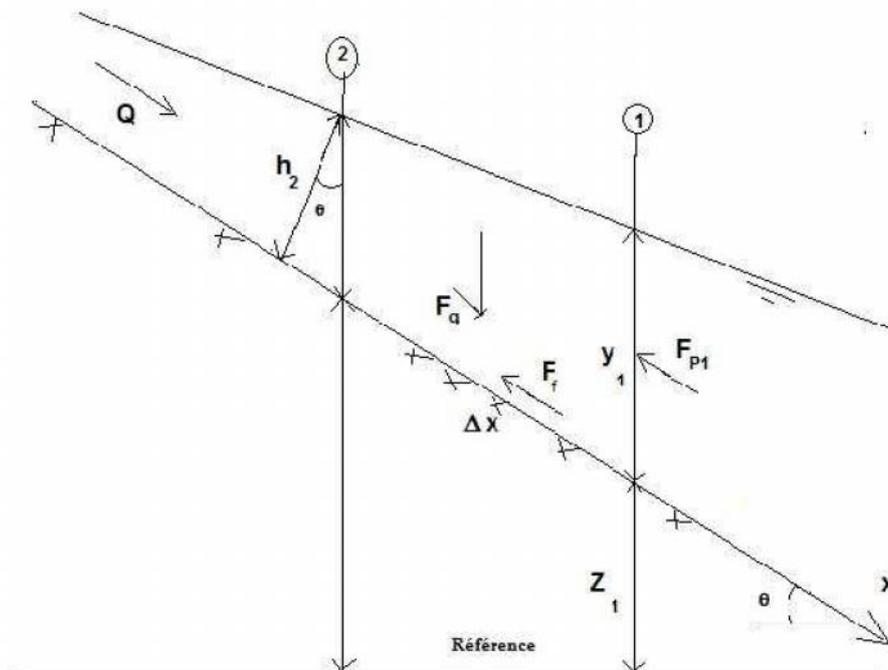


Figure 1.3. Volume de contrôle et notations

Le volume de contrôle ainsi défini, est un inconnu de perte d'énergie et / ou une force qui agit sur la circulation entre les sections 1 et 2, le résultat est un changement dans la dynamique linéaire de l'écoulement. Dans de nombreux cas, ce changement est accompagné par un changement dans la profondeur de l'écoulement. (Debiane k. 2008)

La conservation de la quantité de mouvement est exprimée par la deuxième loi de Newton en tant que:

$$\sum F_x = \frac{d\vec{M}}{dt} \quad (1.3)$$

Trois types de forces seront considérées : (1) les forces de pression, (2) forces de gravité et (3) forces de frottements qui s'exercent sur les parois

-Forces de pression

La répartition de la pression est supposée hydrostatique (pression varie linéairement avec la profondeur) et la force de pression totale égale à l'intégrale de la pression sur la section transversale, soit :

$$F_p = \int_0^h \dots g(h-y)T(y)dy \quad (2.3)$$

Où h est la profondeur, y est la distance au-dessus du fond de canal et $T(y)$ est la largeur à la cote y de la section transversale.

Si F_p est la force de pression suivant la direction x à mi-parcours du volume de contrôle, la force à l'extrémité amont du volume de contrôle peut être écrite comme suit:

$$F_p - \frac{\partial F_p}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (3.3)$$

Et à l'extrémité aval :

$$F_p + \frac{\partial F_p}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (4.3)$$

La somme des forces de pression pour le volume de contrôle peut être donc écrite :

$$F_{pn} = \left| F_p - \frac{\partial F_p}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right| - \left| F_p + \frac{\partial F_p}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right| + F_B \quad (5.3)$$

Où F_{pn} est la force de pression nette pour le volume de contrôle, et F_B est la force suivant la direction x exercée par les parois sur le fluide. L'équation (5.3) devient :

$$F_{pn} = \frac{\partial F_p}{\partial x} \Delta x + F_B \quad (6.3)$$

En dérivant l'équation (6.3) et utilisant la règle de Leibnitz, il résulte :

$$F_{pn} = -\dots g \Delta x \left[\frac{\partial h}{\partial x} \int_0^h T(y) dy + \int_0^h (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} dy \right] + F_B \quad (7.3)$$

Le premier intégral dans l'équation (7.3) représente l'air de la section transversale A. Le deuxième intégral (multiplié par $\dots g \Delta x$) est la force de pression exercée par le fluide sur les parois qui reste exactement égale, en négligeant l'effet de la tension superficielle, en valeur absolue à F_B , mais de sens opposée.

Ainsi, les forces de pression peuvent être écrites, comme suit

$$F_{pn} = -\dots g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad (8.3)$$

Où h représente la profondeur de l'eau

Forces de gravité

La force due à la gravité sur le volume de contrôle suivant la direction x est :

$$F_g = \dots g A (\sin \theta) x \quad (9.3)$$

Où θ est l'angle qui fait le fond du canal avec l'horizontal.

Pour θ petit, $\sin(\theta) = \tan(\theta) = -\partial z_0 / \partial x$, où z_0 est l'élévation du fond de canal. Donc la force de gravité peut être écrite dans ce cas :

$$F_g = -\dots g A \frac{\partial z_0}{\partial x} \Delta x \quad (10.3)$$

Qui sera positive ou négative suivant la pente du fond du canal

Forces de frottement

La force de frottement entre les parois du canal est le fluide peut être écrite, comme suit :

$$F_f = -\dagger_0 P \Delta x \quad (11.3)$$

Où P est le périmètre mouillé et \dagger_0 est la moyenne des contraintes tangentielles qui s'exercent le long des parois du volume de contrôle. Le signe négatif indique que l'écoulement est ralenti par les forces de frottement.

L'analyse dimensionnelle permet d'exprimer \dagger_0 en fonction du coefficient de trainé C_D :

$$\dagger_0 = \dots C_D V^2 \quad (12.3)$$

Le coefficient de trainé C_D est liée au coefficient de Chézy par l'expression suivante :

$$C_D = \frac{g}{C^2} \quad (13.3)$$

En outre, dans l'hypothèse de l'équivalence en régime uniforme, l'équation de Chézy peut être écrite :

$$V = C \sqrt{RS_f} \quad (14.3)$$

En remplaçant les équations (12.3), (13.3) et (14.3) dans (11.3) et après simplifications, on obtient :

$$F_f = -\dots gAS_f \Delta x \quad (15.3)$$

A : désigne ici la surface transversale de l'écoulement et S_f est la pente de frottement qui peut être exprimée, pour un écoulement turbulent rugueux, avec la formule de Manning, soit :

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{2.208R^{4/3}A^2} \quad (16.3)$$

Où R est le rayon hydraulique et n est le coefficient de Manning.

Quantités de mouvement

On suppose que la composante de vitesse locale suivant la direction x est uniforme dans toute la section transversale.

Ainsi, le flux entrant dans le volume de contrôle peut être exprimé comme suit :

$$\dots \left[QV - \frac{\partial QV}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (17.3)$$

Et le flux sortant du volume, s'exprime :

$$\dots \left[QV + \frac{\partial QV}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (18.3)$$

Par conséquent, le taux net des quantités de mouvement dans le volume de contrôle est:

$$- \dots \frac{\partial QV}{\partial x} \Delta x \quad (19.3)$$

D'autre part, le taux d'accumulation du moment peut être écrit, comme suit :

$$\frac{\partial}{\partial t} (\dots Q \Delta x) = \dots \Delta x \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (20.3)$$

Puisque l'élévation de la surface libre Z est égale à $z_0 + h$, il résulte :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (21.3)$$

1.2.2. Équation de continuité

L'équation de continuité peut être obtenue, en appliquant le principe de conservation de la masse au volume de contrôle sélectionné. Le débit entrant dans le volume s'écrit comme suit:

$$Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (22.3)$$

Et le débit sortant :

$$Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (23.3)$$

D'autre part, le changement de volume peut être écrit :

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} \Delta x \quad (24.3)$$

Supposant que Δx est petit, le changement de la masse dans le volume de contrôle s'écrit :

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (25.3)$$

Où q_l est le débit latéral par unité de longueur

Cette dernière équation associée à l'équation dynamique (21.3) représente le modèle d'écoulement unidirectionnel de Saint Venant. Les hypothèses sont :

- Répartition hydrostatique de la pression.
- Effets de la tension superficielle et du frottement entre l'air et le liquide sont négligeables.
- Pente faible ($\cos(\theta) \approx 1$)
- Vitesse uniforme sur toute la section transversale, c'est une hypothèse très faible vue la condition d'adhérence à la paroi.

2. MIKE11

2.1. Description générale du Modèle

Le modèle MIKE 11 est un logiciel développé par le «Danish Hydraulic Institute Water and Environnement » pour modéliser les écoulements permanents et non permanents, la qualité de l'eau et le transport des sédiments dans les estuaires, dans les rivières, dans les canaux artificielles (DHI. 2007). Il est un modèle hydrodynamique unidimensionnel qui comporte plusieurs modules pour (Zacharie S. 2012) :

- déterminer le risque d'inondation et cartographie des champs d'expansion
- simuler des processus hydrodynamique, hydrologique, sédimentaire et qualité des eaux
- simuler les ruptures de barrages.
- prévenir des crues en temps réel et système d'annonce

2.2. Les équations utilisées par le modèle MIKE 11

Dans le modèle MIKE 11, les équations de Saint-Venant prennent la forme suivante (DHI. 2007) :

Équation de continuité

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (26.3)$$

L'équation de la conservation de la quantité du mouvement utilise la formulation de Chezy pour le calcul des pertes de friction :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0 \quad (27.3)$$

Où C est le coefficient de Chézy, Q le débit de l'écoulement, A l'aire de la section d'écoulement, α un coefficient dynamique de distribution des vitesses et R le rayon hydraulique du canal.

2.3. Technique de résolution numérique des équations de mouvement

La résolution des équations de Saint-Venant dans le modèle MIKE 11 est basée sur le schéma implicite de différence finie développé par Abbott et Ionescu en 1967 (Abbott M.B., Ionescu F. 1967).

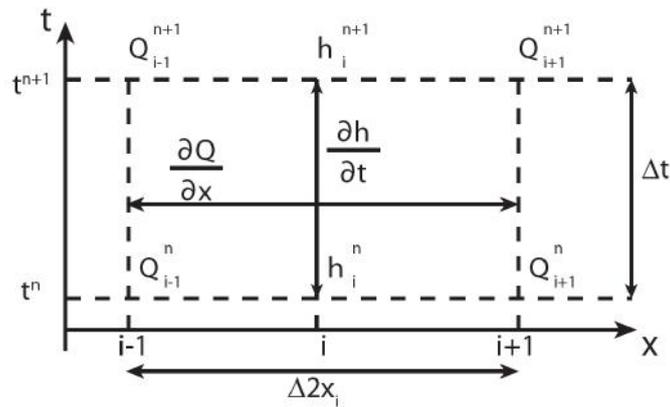


Figure 2.3. Schéma du maillage pour la discrétisation de l'équation de conservation de la masse dans MIKE 11

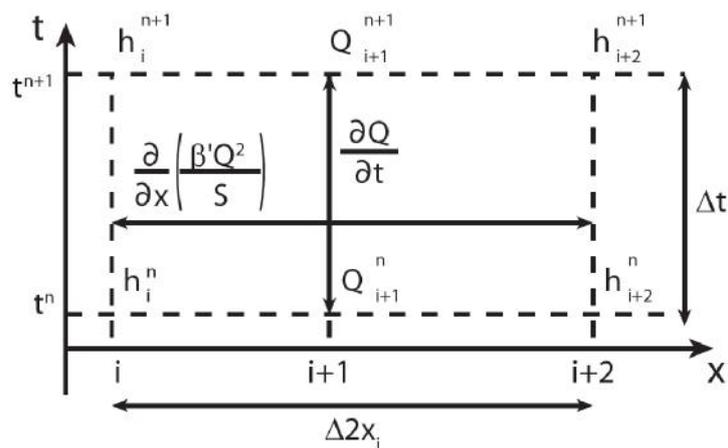


Figure 3.3. Schéma du maillage pour la discrétisation de l'équation de conservation de la quantité de mouvement dans MIKE 11

Ainsi les termes de l'équation de continuité sont approximés de la manière suivante :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\frac{(Q_{i+1}^{n+1} + Q_{i+1}^n)}{2} - \frac{(Q_{i-1}^{n+1} + Q_{i-1}^n)}{2}}{\Delta 2xi} \quad (28.3)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} \approx b_s \frac{\partial h}{\partial t} \approx b_s \frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t} \quad (29.3)$$

$$b_s \approx \frac{A_{0,i} + A_{0,i+1}}{\Delta 2xi} \quad (30.3)$$

Où $2xj$ désigne la distance entre deux sections transversales consécutives, les indices n et j signifient respectivement le temps courant et la section courante.

Pour les termes de l'équation de la conservation de la quantité du mouvement, l'approximation par le schéma implicite de différence finie à 6 points centré d'Abbot donne les expressions suivantes:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i+1}^n}{\Delta t} \quad (31.3)$$

$$\frac{\partial \left(s \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} \approx \frac{\partial \left(\left[s \frac{Q^2}{A} \right]_{i+2}^{n+1/2} + \left[s \frac{Q^2}{A} \right]_i^{n+1/2} \right)}{\Delta 2xi} \quad (32.3)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} \approx \frac{\frac{(h_{i+2}^{n+1} + h_{i+2}^n)}{2} - \frac{(h_i^{n+1} + h_i^n)}{2}}{\Delta 2xi} \quad (33.3)$$

Où Q est le débit de l'écoulement, h la profondeur de l'écoulement, le paramètre de pondération, un coefficient dynamique pour la distribution des vitesses et A l'aire de la section d'écoulement.

Le débit est ainsi calculé par la formule :

$$Q^2 \approx \theta Q_j^{n+1} Q_j^n - (\theta - 1) Q_j^n Q_j^n \quad (34.3)$$

Où θ est le coefficient de pondération par défaut fixé à 1.

Pour assurer une meilleure stabilité des propriétés de la solution numérique pour différents régimes d'écoulement, une équation modifiée pour la conservation de la quantité du mouvement est implémentée dans le modèle MIKE 11 :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0 \quad (35.3)$$

Où : \dagger est le facteur de suppression du terme convective qui est donné par les relations:

$$\dagger = \begin{cases} 1 - Fr & \text{pour } Fr < 1 \\ 0 & \text{pour } Fr \geq 1 \end{cases} \quad (36.3)$$

Où : Fr est le nombre de Froude

2.4. Théorie associée aux débits de brèche

Le débit de brèche dans MIKE11 peut être calculé en utilisant l'équation de l'énergie « MIKE 11 energy equation » ou bien en utilisant la méthode NWS DAMBRK mise en œuvre par le « National Weather Services (NWS) DAMBRK program » et employée dans leurs modèles numériques FLDWAV et DAMBRK. (DHI. 2007)

Par la suite seulement cette dernière va être présentée car elle a été bien détaillée dans le manuel accompagnant le logiciel en plus elle a été choisie dans nos simulations.

Le débit de brèche selon la méthode NWS DAMBRK est calculé similairement à un écoulement par-dessus un déversoir à seuil trapézoïdal épais. La formule s'écrit comme suit :

$$Q_b = C_v K_s \left[C_{weir} b \sqrt{g(h - h_b)} (h - h_b) + C_{slope} S \sqrt{g(h - h_b)} (h - h_b)^2 \right] \quad (37.3)$$

Dans laquelle

Q : est le débit instantané de brèche (m^3/s)

B : est la largeur instantanée au fond de la brèche (m)

g : est l'accélération due à la gravité (m/s^2)

h : est la hauteur d'eau au bief amont du barrage (m)

h_b : est la hauteur instantanée au fond de la brèche (m)

S : est la pente latérale de la brèche

C_{weir} : est le coefficient de débit dans la partie horizontale de la brèche (=0.546430)

C_{slope} : est le coefficient de débit dans la partie non horizontale de la brèche (=0.431856)

C_v : est un coefficient de correction pour la vitesse d'approche

K_s : est un coefficient de correction pour la submergence aval.

Les coefficients de débit ont été faits non-dimensionnel par exemple :

$$C_{wier}\sqrt{g} = 0.546430\sqrt{9.81(\text{m/s}^2)} = 1.7115(\text{m}^{1/2}/\text{s})$$

Le coefficient de correction pour la vitesse d'approche est obtenu avec la relation suivante :

$$C_v = 1 + \frac{C_b Q^2}{g W_R^2 (h - h_{b,term})^2 (h - h_b)} \quad (38.3)$$

C_b : est un coefficient non-dimensionnel (=0.740256) dit le coefficient de Brater

W_R : est la largeur du réservoir face au barrage (m)

$H_{b,term}$: est la hauteur finale de la brèche (m)

Dans le cas d'une rupture par érosion interne (piping) MIKE11 utilise l'équation d'un écoulement par orifice afin de calculer le débit de brèche (DHI. 2007):

$$Q = C_{orifice} A \sqrt{2g(h - \max(h_p, h_{ds}))} \quad (39.3)$$

Dans laquelle :

$C_{orifice}$: est le coefficient de débit à l'orifice (=0.599769)

A : est l'aire de l'orifice donné:

h_{pt} : est l'élévation au sommet de la brèche

h_b : est l'élévation en bas de la brèche

h_p : est l'élévation au centre de la brèche.

h_{ds} est l'élévation à l'aval du barrage

L'air de l'orifice est calculé par :

$$A = b(h_{pt} - h_b) + S(h_{pt} - h_b)^2 \quad (40.3)$$

L'élévation au centre de la brèche peut être calculée comme suit :

$$A = \frac{(h_{pt} + hb)}{2} \quad (41.3)$$

Une fois que l'écoulement à la brèche atteint la surface libre, le débit est calculé selon la formule (37.3)

Les effets de submergence aval dans MIKE 11 sont calculés par la formule:

$$Q_b = K_s C_{weir} b_c \sqrt{g(h - h_c)}(h - h_c) \quad (42.3)$$

Dans laquelle

K_s : est le coefficient de correction de la submergence

h : est la hauteur d'eau dans la retenue

h_c : est la hauteur de la crête de l'ouvrage

b_c est la longueur en crête restante

Le coefficient de correction de la submergence aval K_s est calculé par la formule :

$$K_s = \max\left(1 - 27.8 \left(\frac{(h_{ds} - h_c)}{(h - h_c)} - 0.67\right)^3, 0\right) \quad (43.3)$$

2.5. Avantages et inconvénients

- Le modèle dispose d'une interface conviviale et performante qui permet de saisir et de modifier sous forme tabulaire et graphique, les données d'entrées et les paramètres de contrôles. (Diallo D. M. 2010)
- Le modèle utilisé est particulièrement adapté aux cours d'eau qui présentent des pentes localement fortes et des changements fréquents de régime. (DHI. 2007)
- MIKE 11 permet par une procédure d'interpolation sur un MNT, de réaliser automatiquement des cartographies en plan de hauteur d'eau, de vitesse. (Diallo D. M. 2010)
- MIKE11 a été appliqué avec succès dans plusieurs régions du monde entier, en plus la validation du logiciel a fait l'objet de plusieurs publications.

En raison du cout cher de sa licence, MIKE11 n'a pas été largement utilisé dans le monde et particulièrement en Algérie.

3. HEC-RAS

3.1. Description générale du Modèle

HEC-RAS est un code de calcul unidimensionnel développé par l'US Army Corps of Engineers. Il est capable d'effectuer des simulations de la propagation des écoulements dans les cours d'eau par :

- le calcul des écoulements permanents et non permanents dans un réseau de cours d'eau;
- le calcul de transport des sédiments et le changement morphologique d'un canal mobile;
- l'analyse de la qualité de l'eau et prise en compte du couvert de glace.

Ce logiciel est capable de modéliser des ouvrages hydrauliques tels que les ponceaux, les déversoirs, les digues, les évacuateurs de crue et les ponts qui se trouvent dans un tronçon du cours d'eau. Il permet de réaliser des sections transversales avec un coefficient de Manning variable, de différencier les zones actives et non actives dans un canal et de créer des sections transversales interpolées. (Zacharie S., 2012).

3.2. Les équations utilisées par le modèle HEC-RAS

Le modèle numérique HEC-RAS utilise les équations dérivées par Barkau en 1982 pour calculer les écoulements en régime non permanent à partir du concept de la séparation de l'écoulement dans le lit mineur et dans les plaines inondables (les variables sont notées avec l'indice MC pour "Main Channel") et lit majeur (les variables sont notées avec l'indice FP pour "Flood Plain"). Ainsi les équations de Saint-Venant sont réécrites sous la forme (Finaud-Guyot P. 2009):

$$\frac{\partial S_{MC}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{MC}}{\partial x_{MC}} = q_{l,FP} \quad (44.3)$$

$$\frac{\partial Q_{FP}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{FP}}{\partial x_{FP}} + \frac{\partial S_t}{\partial t} = M_c \quad (45.3)$$

où q_j , (FP,MC,) représentant respectivement le débit unitaire d'échange depuis le lit majeur vers le lit mineur, depuis le lit mineur vers le lit majeur et entrant dans la section. S est le

volume unitaire d'eau contenu dans la section mais ne participant pas aux écoulements. Les équations de conservation de la quantité du mouvement sur chaque partie s'écrivent.

$$\frac{\partial Q_{MC}}{\partial t} + \frac{\partial(V_{MCQ}Q_{MC})}{\partial x_{MC}} = M_{l,FP} - gS_{MC} \left(\frac{\partial z}{\partial x_{MC}} + S_{f,MC} + S_{h,MC} \right) \quad (46.3)$$

$$\frac{\partial Q_{FP}}{\partial t} + \frac{\partial(V_{FP}Q_{FP})}{\partial x_{FP}} = M_{l,MC} - gS_{FP} \left(\frac{\partial z}{\partial x_{FP}} + S_{f,FP} + S_{h,FP} \right) \quad (47.3)$$

Où : $M_{l,(FP,MC)}$ représentent respectivement le flux unitaire de quantité de mouvement d'échange latéral depuis le lit majeur vers le lit mineur et depuis le lit mineur vers le lit majeur et $S_{h,(FP, MC)}$ la pente des pertes de charge singulières liées aux obstacles respectivement pour le lit majeur et le lit mineur.

Les équations (46.3) et 47.3) sont établies en faisant l'hypothèse que la surface libre z est la même sur toute la section d'écoulement. Les équations sur le lit mineur et sur le lit majeur sont ensuite sommées pour établir la conservation de la masse et de la quantité de mouvement sur l'ensemble de la section en travers :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial Q_{EQ}}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S_t}{\partial t} \frac{\partial Q_{xFP}}{\partial x} = q_l \frac{\partial Q_{xFP}}{\partial x} \\ \frac{\partial Q_{EQ}}{\partial t} + \frac{\partial(uQ)}{\partial x} = \frac{\partial(u_l q_l)}{\partial x} - gS \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_{f,EQ} + S_{h,EQ} \right) \end{array} \right. \quad (48.3)$$

où

$$S_{EQ} = S_{MC} \frac{\partial x_{MC}}{\partial x} + S_{FP} \frac{\partial x_{FP}}{\partial x} \quad (49.3)$$

$$Q = Q_{MC} + Q_{FP} \quad (50.3)$$

$$Q_{EQ} = Q_{MC} \frac{\partial x_{MC}}{\partial x} + Q_{FP} \frac{\partial x_{FP}}{\partial x} \quad (51.3)$$

$$S = S_{MC} + S_{FP} \quad (52.3)$$

$$Q_{f,EQ} = S_{f,MC} \frac{\partial x_{MC}}{\partial x} + S_{f,FP} \frac{\partial x_{FP}}{\partial x} \quad (53.3)$$

$$Q_{h,EQ} = S_{h,MC} \frac{\partial x_{MC}}{\partial x} + S_{h,FP} \frac{\partial x_{FP}}{\partial x} \quad (54.3)$$

Où x représente l'abscisse curviligne commune à l'écoulement en lit mineur et en lit majeur et est calculé à partir de x_{MC} et x_{FP} et où : les termes $q_{l,FP}$, $q_{l,MC}$ ont été supprimés dans la mesure où ils s'annulent deux à deux :

$$q_{l,MC} \frac{\partial x_{FP}}{\partial x} = -q_{l,FP} \frac{\partial x_{MC}}{\partial x} \quad \text{et} \quad M_{l,MC} \frac{\partial x_{FP}}{\partial x} = -M_{l,FP} \frac{\partial x_{MC}}{\partial x} \quad (55.3)$$

Un terme d'apport latéral de quantité de mouvement $\langle \frac{\partial(u_l q_l)}{\partial t} \rangle$ a été ajouté pour prendre en compte les échanges de quantité de mouvement au niveau des confluences et des diffluences.

3.3. Technique de résolution numérique des équations de mouvement

La résolution numérique des équations de Saint-Venant dans le logiciel HEC-RAS 4.1, utilise le schéma implicite de différence finie basé sur une technique de linéarisation développée par Preissmann (Preissmann A. 1961).

La représentation de l'estimation des dérivées partielles dans l'espace des phases est présentée ci-dessous.

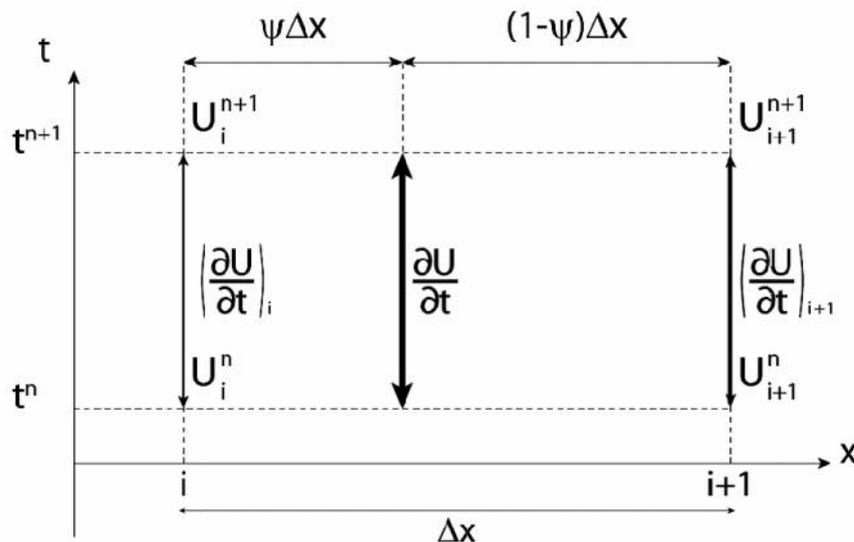


Figure 4.3. Principe de la discrétisation temporelle dans HEC-RAS

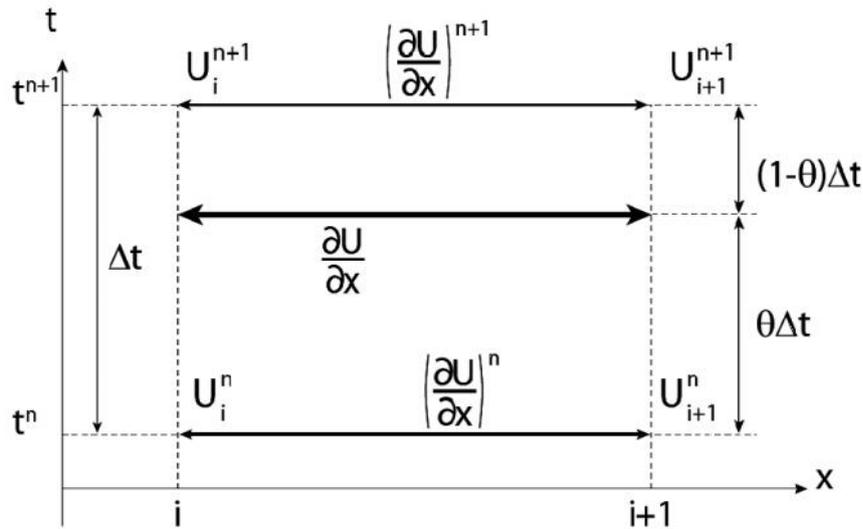


Figure 5.3. Principe de la discrétisation spatiale dans HEC-RAS

L'expression pour ces dérivées est

$$\frac{\partial U}{\partial t} \approx (1-\theta) \frac{U_i^{n+1} + U_i^n}{\Delta t} + \theta \frac{U_{i+1}^{n+1} + U_{i+1}^n}{\Delta t} \quad (56.3)$$

$$\frac{\partial U}{\partial x} \approx (1-\theta) \frac{U_{i+1}^n + U_i^n}{\Delta x} + \theta \frac{U_{i+1}^{n+1} + U_i^{n+1}}{\Delta x} \quad (57.3)$$

Le système d'équations (48.3) étant non linéaire, sa résolution nécessiterait des temps de calculs relativement importants et des problèmes de convergence pourraient apparaître en cas de solutions discontinues (choc, ressaut hydraulique, etc.)

Le passage en régime torrentiel peut être à l'origine des oscillations numériques qui tendent à s'amplifier sans pour autant causer un arrêt du programme. Le manuel utilisateur du logiciel HEC-RAS (USACE, 2010) indique que si l'écoulement peut devenir torrentiel, il convient d'utiliser une méthodologie alternative.

La technique employée alors est la "Local Partial Inertia" développée par (Fread et al. 2001). Cette méthodologie consiste à réduire l'influence des termes inertiels dans l'équation de quantité de mouvement :

$$f \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{S' Q^2}{S} \right)}{\partial x} \right] = -gS \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_{f,x} \right) \quad (58.3)$$

La fonction f de transition f étant définie par :

$$f = \begin{cases} Fr - Fr^m & \text{pour } Fr \leq Fr_T \\ 0 & \text{pour } Fr > Fr_T \end{cases} \quad (59.3)$$

3.4. Théorie associée aux débits de brèche

La formule employée dans HEC-RAS pour le calcul du débit de brèche dans le cas d'une rupture par déversement (ouvertopping) est similaire à la formule permettant de calculer le débit par-dessus d'un déversoir à seuil trapézoïdal épais. Elle s'écrit comme suit (Zhou R.D. et al, 2005):

$$Q_b = C_w \left[b_s (H_t - h_b)^{1.5} + 0.8z (H_t - h_b)^{2.5} \right] \quad (60.3)$$

Avec

H_t : la charge d'énergie totale

C_w : le coefficient de débit

En comparant cette formule avec celle utilisée dans MIKE 11, on peut constater quelques différences :

- HEC-RAS n'emploie pas un coefficient de correction pour la vitesse d'approche
- HEC-RAS emploie la charge d'énergie totale dans l'équation contrairement à MIKE11 qui emploie la hauteur d'eau.
- L'utilisateur de HEC-RAS doit spécifier le coefficient C_w .

Dans le cas d'une rupture par érosion interne (piping) HEC-RAS utilise également l'équation d'un écoulement par orifice afin de calculer le débit de brèche (Gee, 2005):

$$Q_b = C \sqrt{2g} A - \left(Z_H + \frac{v^2}{2g} - Z_b \right)^{0.5} \quad (61.3)$$

Avec :

Q_b : est le débit instantané de brèche

C : est le coefficient de débit (orifice)

A : est l'aire (orifice)

Z_H : est le niveau d'eau amont

v : est la vitesse d'approche

Z_b : est l'élévation au centre de la brèche

Les effets de submergence aval sont pris en compte par la réduction d'énergie spécifique par le niveau d'eau aval (Z_T) et par l'introduction d'un facteur de submergence critique (R_C). L'équation (61. 3) devient alors :

$$Q_b = \frac{C}{R_C(1 - R_C)} \sqrt{2g} A \left(Z_H + \frac{v^2}{2g} - Z_T \right)^{0.5} \quad (62.3)$$

L'équation reliée à la détermination du facteur de submergence critique (R_C) n'est pas disponible dans les manuels de HEC-RAS.

3.5. Avantages et inconvénients

- Le logiciel HEC RAS 4.1 est distribué gratuitement par le U.S. Army Corps of Engineers (USACE) via son propre site Internet (<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>).
- il permet un accès direct à cette documentation par son menu d'aide et de nombreuses applications couvrant la plupart des besoins sont accessibles. Plusieurs entreprises se dédient à la formation des utilisateurs au logiciel HEC RAS et celles-ci présentent presque toutes des séminaires et des séances de cours.
- La documentation est de grande qualité, tout en restant actuellement imparfaite sur certains sujets plus poussés (peu d'informations sur la rupture de barrage dans le manuel de référence hydraulique).
- Le logiciel est simple d'utilisation et ce, principalement en raison de son interface graphique et de son menu intuitif (avec icones). Le logiciel est bien divisé et les modules sont tous clairs. De plus, les messages d'erreurs sont faciles à comprendre pour des nouveaux utilisateurs et il est facile de reprendre un modèle créé par un autre utilisateur afin de le vérifier ou de l'améliorer.
- Les coefficients de Manning sont simples à spécifier et le logiciel permet de définir ces coefficients de manière horizontale ou verticale; pour laquelle les coefficients peuvent être définis en fonction de l'élévation ou du débit.
- Lors d'analyse de rupture de barrage où l'écoulement est majoritairement torrentiel (sous-critique) et pour lequel les niveaux d'eau sont de faible hauteur, le choix d'effectuer des

simulations en utilisant le logiciel HEC RAS devrait être soigneusement réévalué. En effet, il est démontré par Fread, D.L., Lewis J.M. (1998) que ce type de simulation entraîne souvent des solutions numériques instables et des problèmes de convergence dans la résolution dynamique des équations de Saint Venant.

Une recommandation, afin de vérifier la validité des résultats obtenus lors de simulation, est de consulter le menu « Hydraulic Property Table Plots » afin de vérifier la présence d'irrégularités dans les différents graphiques. Ces irrégularités sont parfois liées à des erreurs de géométrie de sections transversales ou aux changements de coefficient de Manning lorsque le niveau d'eau dépasse les élévations spécifiées pour la localisation des plaines de débordement. Dans certains cas, ces irrégularités sont dues aux zones ineffectives ou tout simplement en raison d'instabilités numériques dans les calculs. Ce phénomène est jugé significatif lorsque cet écart est supérieur à 0.3 m. À noter que l'utilisation de cette option pour spécifier une condition aval peut entraîner des instabilités numériques lorsque la pente de fond est très faible. (Heimrich A. 2009)

Conclusion

Dans cette section nous avons présenté les deux modèles numériques MIKE11 et HEC-RAS qui vont être par la suite utilisés pour simuler l'onde de rupture du barrage des Zardezas.

Selon nos recherches ces deux codes de calculs ont un background numérique très élaboré, ils constituent des outils d'aide à la décision dans plusieurs pays dans le monde.

La fiabilité de ces deux modèles n'est pas à vérifier, toutefois cette analyse comparative a illustré maintes différences entre ces deux codes à savoir les équations employées pour conceptualiser la propagation des crues de ruptures, dans le schéma numérique de résolution de ces équations et dans le calcul du débit à l'ouvrage.

En effet, ces différences repérées constituent un socle qui peut nous aider à expliquer les éventuelles distinctions entre les résultats produits par les deux modèles.

Chapitre 4 : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude, une description sommaire de la vallée du Saf-Saf susceptible d'être inondée est présentée en premier lieu. Ensuite une description détaillée du barrage des Zardezas est effectuée en mettant l'accent sur les problèmes menaçant la sûreté de l'ouvrage rencontrés lors de la construction et l'exploitation de l'ouvrage. À l'issue de cette partie, le scénario choisi pour les simulations de rupture du barrage des Zardézas est arrêté.

1. Situation géographique :

La région qui fait l'objet de notre travail de recherche se situe au Nord Est de l'Algérie à 340 km à vol d'oiseau à l'Est d'Alger; du point de vue géographique, la région appartient à la Wilaya de Skikda, limitée à l'Ouest par la commune d'Ain Bouziane, à l'Est par les deux communes El Ghedir et Es Sebt, au Nord par la commune Ramdan Djamel, au Sud par la Wilaya de Constantine.

Le tronçon de l'Oued Saf-Saf qui nous intéresse débute de la confluence des deux Oued Khorfane et Khemakhem et se termine à l'aval de la cité rurale Sahki Ahmed, ce qui représente un linéaire de 27 km. (fig 1)

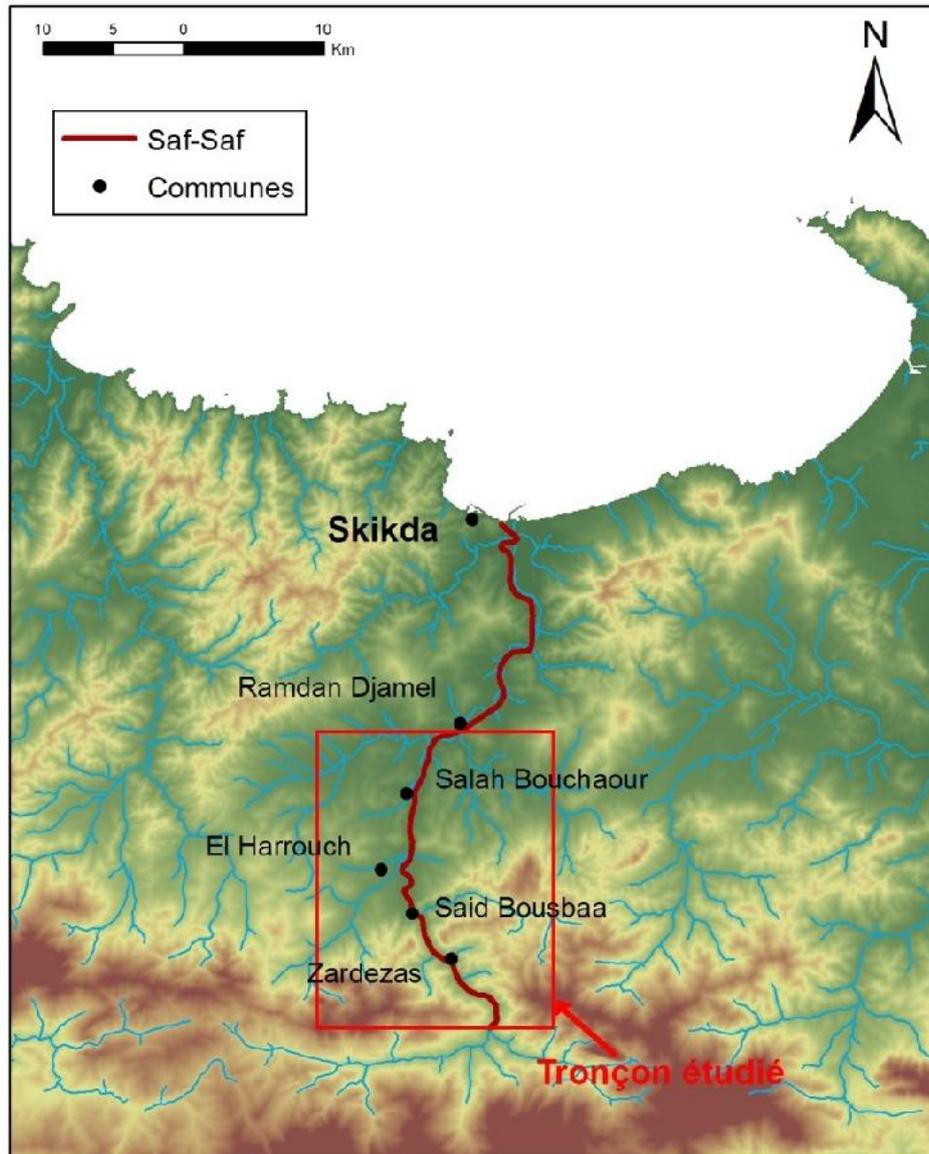


Figure 1.4. Localisation du tronçon d'étude sur l'Oued Saf-Saf

2. Caractéristiques de la vallée du Saf-Saf

2.1. Généralités

La vallée du Saf-Saf possède une forte dominante rurale. En moyenne sur l'ensemble de la région étudiée, l'occupation des sols compte plus de 80% de terres exploitées par l'agriculture et le pâturage.

2.2.Topographie

Du point de vue topographique la vallée du Saf-Saf est caractérisée par un relief très accidenté, à pentes longitudinales relativement fortes.

On présente ici le profil en long du tronçon étudié sur l'Oued Saf-Saf:

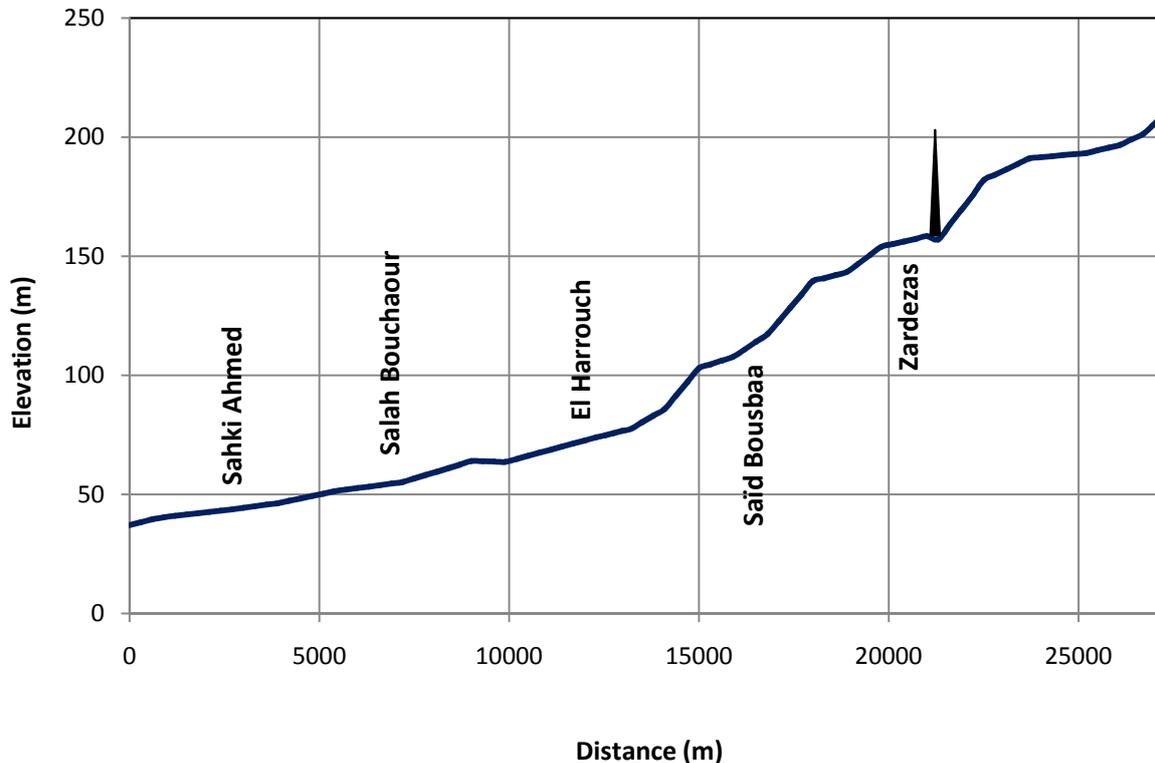


Figure 2.4. Profil en long du tronçon étudié sur l'Oued Saf-Saf

On distingue clairement deux zones différentes :

- Entre le barrage et la ville El Harrouch : la pente moyenne du lit est très forte de l'ordre de 9%. Cette zone se caractérise par un fond de vallée relativement étroit qui n'offre pas de grandes zones d'expansion des crues.
- En aval de la ville El Harrouch jusqu'à la fin du tronçon étudié : la pente moyenne du lit est plus modérée elle est de l'ordre de 3%. Cette zone marque l'entrée du Saf-Saf dans les plaines El Harrouch et Salah Bouchaour. Le champ d'expansion des crues y est potentiellement très large.

2.3. Population

Dans le fond de la vallée aval du barrage des Zardezas on trouve plusieurs centres urbains:

- le premier est le village des Zardezas situé à 700 m du barrage ; sa population était estimée à 12 437 habitants, lors du recensement de 2010.



Figure 3.4. Le village des Zardezas

- ensuite on trouve le village Saïd Bousbaa à environ 6 km du barrage, il compte environ 14 302 habitants.



Figure 4.4. Le village Saïd Bousbaa

- Pas loin du village Saïd Bousbaa se situe la ville El Harrouch, avec ces 49 400 habitants cette ville constitue le cœur des activités industrielles et commerciales de la région.



Figure 5.4. La ville El Harrouch

- à quelques 15 km du barrage des Zardezas on trouve la commune Salah Bouchaour. Elle est la 2^{ème} agglomération de cette région, sa population est de 27 864 habitants.



Figure 6.4. Le village Salah Bouchaour

- Enfin, on trouve la cité rurale de Sahki Ahmed qui compte environ 2 072 habitants



Figure 7.4. La cité rurale de Sahki Ahmed

3. Ancien barrage

3.1. Généralité

Le barrage des Zardézas est un barrage poids en béton mis en service en 1936, qui est situé sur l'oued Saf-Saf à 35 km au Nord-Est de Constantine et à 30 km au sud de Skikda. C'est un ouvrage de régularisation bi-annuelle. Il alimente en eau potable la ville de Skikda et sa zone industrielle, ainsi que cinq villages de la basse vallée du Saf-Saf. Il permet de plus l'irrigation d'environ 1800 hectares au moyen de lâchures effectuées dans le lit de l'oued.



Figure 8.4. Vue de l'ouvrage depuis le versant rive droite

3.2. Historique de l'ancien barrage

En 1859, la construction d'un barrage a été envisagée dans les gorges de Zardezas, sept années plus tard un projet qui comportait une digue de 35 m correspondant à une retenue de 22 hm³ a été abandonné suite aux ruptures de plusieurs digues en Algérie. En 1911 une reconnaissance géologique a rendu des conclusions défavorables à la construction d'un barrage.

De nouveaux travaux de reconnaissances géologiques ont été pris, qui ont laissé le service des mines approuvait un projet comportant une digue en enrochement. En 1927, les travaux commençaient par la construction d'un batardeau amont. Après achèvement des déblais de la première étape, les terrains de fondation apparaissaient plus résistants que prévu, par contre la mise en place d'un déversoir indépendant du barrage présente les plus grandes difficultés. Dans ces conditions l'administration décidait de remplacer le barrage en enrochement par poids déversoir en béton, et ce en 1930.

En rive gauche a eu un glissement terrain, qui prit d'inquiétantes proportions, et rendant par la suite l'encrage prévu en rive gauche irréalisable. L'ancrage rive gauche fut repoussé vers l'aval pour s'appuyer sur un massif calcaire reconnu par sondage. L'exécution des plots de l'aile était poursuivie à l'aval d'une route de protection exécutée à travers les éboulis du glissement, tandis que les seuils de partie centrale déversante étaient repoussés vers l'aval, laissant à l'amont des plates formes à la cote 178 sur les bétons déjà exécutés. La cote de retenue normale fut abaissée au niveau de 186.50. (Schuster R. L. 2006)

3.3. Exploitation de l'ancien barrage

Depuis 1945, l'ancien barrage a rempli son rôle de façon satisfaisante.

Un seul incident notable : en octobre 1958 la vanne de garde de la vidange de fond s'est trouvée bloquée en position haute par des blocs de pierre.

Une manœuvre de chasse a été effectuée pour dégager cette vanne, la vanne papillon aval s'est trouvée bloquée également provoquant une vidange intempestive et totale de la réserve.

Il est bon de noter que les chasses de dévasement n'ont repris qu'en 1965 avec la mise en place d'une grille de protection.

4. Barrage surélevé

4.1. Motifs de la surélévation

En 1967 la retenue d'une capacité initiale de 15 millions de m³ la cote de retenue normale 184,30, ne représentait plus que 9 millions de m³ par suite de son envasement progressif. Le niveau de la vase avoisinait alors la cote 174.

L'apport moyen annuel du Saf-Saf étant de 53 millions de m³ le volume utile résiduel de 9 millions de m³ a permis de distribuer en moyenne 11 millions de m³ par an qui ont suffi jusqu'à la fin de l'année 1971 pour couvrir les besoins en eau de la ville de SKIKDA et des villages de la wilaya et l'exploitation agricole dans la vallée du Saf-Saf.

Cependant on prévoyait que les besoins en eau de la ville de Skikda se trouveraient rapidement augmentés lors de la mise en activité de l'équipement industriel en cours de réalisation. Il fallait également envisagé le développement marqué des besoins agricoles, liés à la mise en valeur de 1800 ha supplémentaires dans la vallée du Saf-Saf.

Le premier impératif était, pour l'Administration, de faire face aux besoins à court terme. Dans ce but, après examen de diverses solutions il fut décidé de surélever le barrage des Zardézas.

4.2. Études de surélévation

La surélévation se faisait par superposition d'éléments bétonnée, sans élargissement de la fondation existante. Cette solution s'accommode mieux de la nécessité de maintenir la retenue en eau durant les travaux. Et face aux sollicitations de glissement et de renversement, il convient de le pré-contraindre par câbles ancrés dans le rocher de fondation et suite aux axes suivants :

- Des caractéristiques géotechniques du rocher de fondation.
- De la stabilité de la zone de l'ancien glissement rive gauche.
- De la sécurité que l'on peut atteindre des tirants d'ancrage précontraints nécessaires pour assurer la stabilité.

- Du nombre de ces tirants d'ancrage en regard du poids propre du barrage et de la possibilité de les placer dans le corps de l'ouvrage.

En définitive 111 tirants d'ancrage de 515 t de tension utile sont prévus qui peuvent atteindre une profondeur de 50 m environ sous le barrage.

La surélévation est mise à profit pour augmenter le débit nominal de l'évacuateur de crues de 1200 à 2000 m³/s en se basant sur les dernières études hydrologiques de l'oued Saf-Saf. La sécurité de l'ouvrage s'en trouve donc augmentée par rapport à celle du barrage existant.

Le relèvement de la cote de retenue normale nécessite de renforcer et de compléter l'ancien voile d'étanchéité et le réseau de drainage.

Enfin, l'envasement de la tour de prise d'eau et de vidange de fond existante et les futures conditions d'exploitation conduisent à réaliser une nouvelle tour. Elle sera disposée à l'entrée d'une des deux anciennes galeries de dérivation provisoire en rive droite.

La conception du projet de la surélévation a demandé des études et reconnaissances approfondies, tout particulièrement en ce qui concerne la géologie et la mise au point des tirants de précontrainte.

Les travaux de surélévation ont débuté en janvier 1970 pour être achevés au printemps 1974, pour porter sa capacité à 32 hm³.

En conclusion de ces études, une surélévation de 12.70 m est retenue, la cote de retenue normale étant portée de 184.30 à 197 NGA.

Les considérations qui ont guidé ce choix ressortent de l'examen :

- des caractéristiques géotechniques du rocher de fondation.
- de la stabilité de la zone de l'ancien glissement rive gauche.
- de la sécurité que l'on peut attendre des tirants d'ancrage précontraints nécessaires pour assurer la stabilité.
- du nombre de ces tirants d'ancrage en regard du poids propre du barrage et de la possibilité de les placer dans le corps de l'ouvrage.

4.3. Dimensions principales

Les dimensions principales de l'ouvrage après surélévation tirées du document d'avant-projet de Bonnard et Gardel sont présentées dans le tableau suivant :

| | |
|---------------------------------------|------------------------|
| Hauteur au-dessus du terrain naturel | 42 m |
| Hauteur maximale sur fond de fouilles | 69 m |
| Longueur développée en crête | 240 m |
| Épaisseur à la base dans l'axe | 43 m |
| Volume du corps du barrage | 234 000 m ³ |

Tableau 1.4. Dimensions principales du barrage des Zardézas

4.4. Les ouvrages hydrauliques

Les ouvrages hydrauliques comprennent les organes suivants:

- un évacuateur en partie centrale du barrage, comportant cinq passes de largeur totale 59 mètres et équipées de vannes secteurs, d'une capacité maximale de 2 000 m³/s sous la RN (197,00 NGA); le seuil de l'évacuateur est calé à la cote 190,50.
- une vidange de fond de capacité 100 m³/s sous la RN, composée d'un pertuis blindé équipé en amont d'un batardeau, et en aval de deux vannes murales (vanne de garde et vanne de réglage).
- une tour de prise équipée de trois pertuis étagés, restituant les eaux dans une conduite métallique pour l'AEP (capacité de 0,8 m³/s) et une conduite métallique pour l'irrigation (capacité de 7 m³/s).
- quatre vannettes de dévasement sur les quatre piles de la partie déversante.

5. Conditions de fondation du barrage

Les figures suivantes, extraites de l'interprétation des sondages réalisés en 1962, représentent une élévation géologique au droit du parement amont du barrage, au droit de la crête et au droit du pied aval (ISL Ingénierie. 2006).

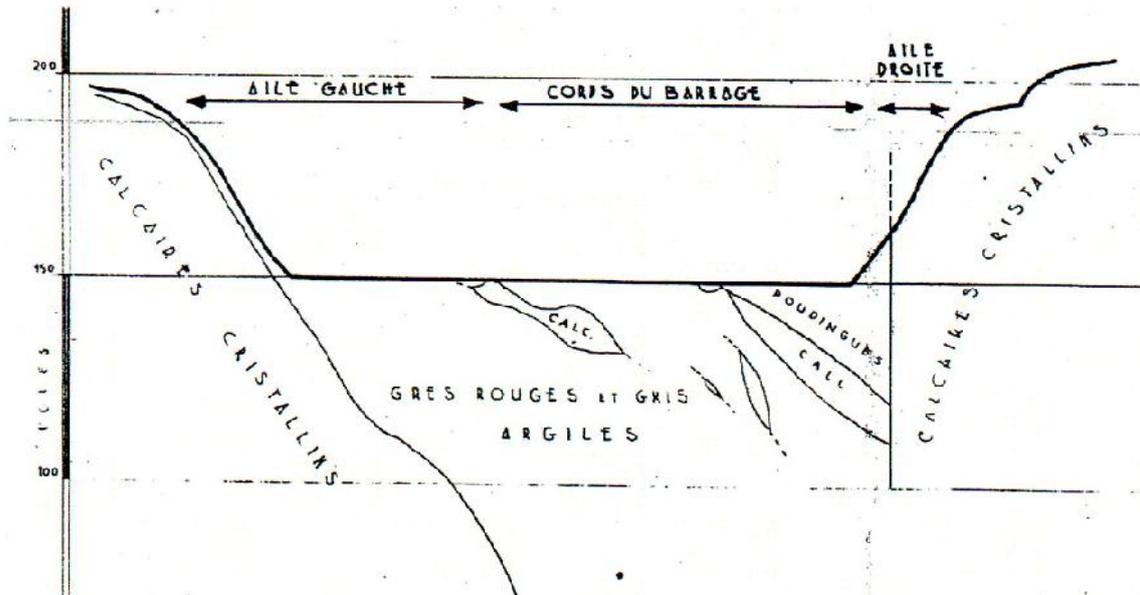


Figure 9.4. Élévation géologique à l'amont du barrage

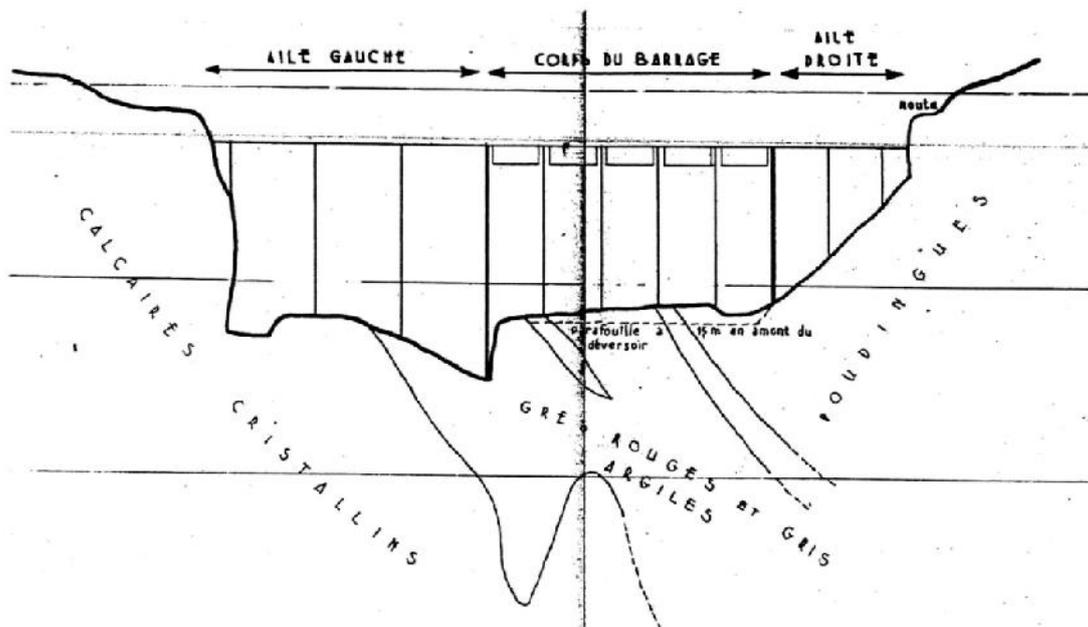


Figure 10.4. Élévation géologique centrale

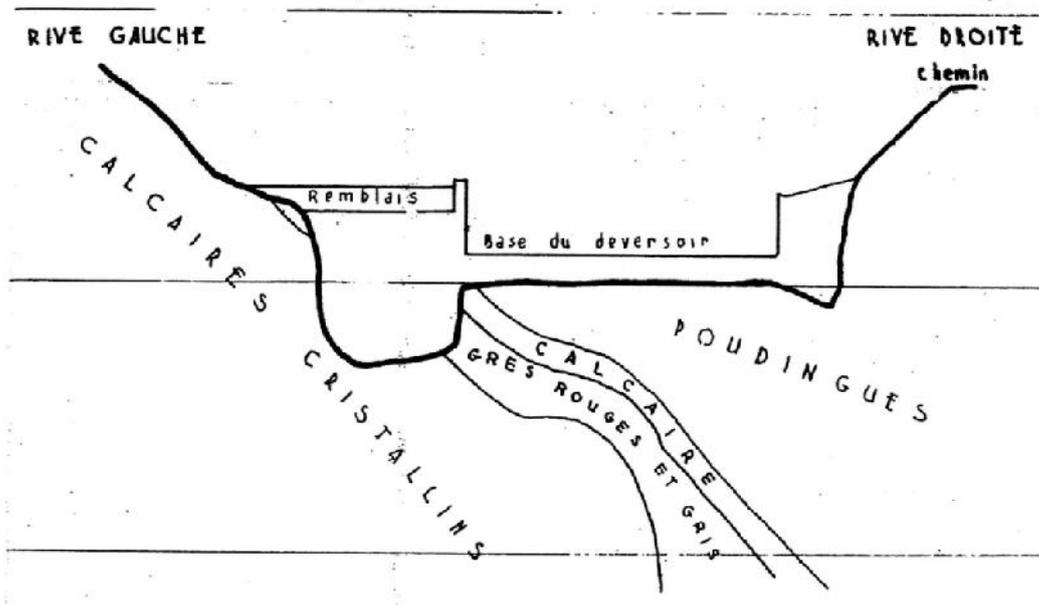


Figure 11.4. Élévation géologique aval

Ces coupes permettent de définir trois zones dans lesquelles les conditions de fondation du barrage sont relativement homogènes:

- l'aile et l'appui rive droite, constitués par une masse des calcaires plongeant sous une grande masse de conglomérats compacts.
- la partie centrale, plus complexe, constituée d'un mélange de grès, d'argilites et de poudingues.
- l'aile et l'appui rive gauche, constitués principalement de calcaires, avec une partie amont reposant sur les grès rouges.

Il est clair que l'aménagement est situé dans un contexte géologique très difficile en sachant que les grès rouges constituent des roches d'assez médiocre qualité.

6. Capacité de la retenue et envasement

La retenue avait une capacité de 30 Hm³ à la cote de retenue normale (197,00 NGA) au moment du projet de surélévation.

La retenue a fait l'objet d'un levé bathymétrique en janvier 2004. La figure suivante représente les courbes cote surface capacité de la retenue d'après ce levé (ISL Ingénierie, 2006):

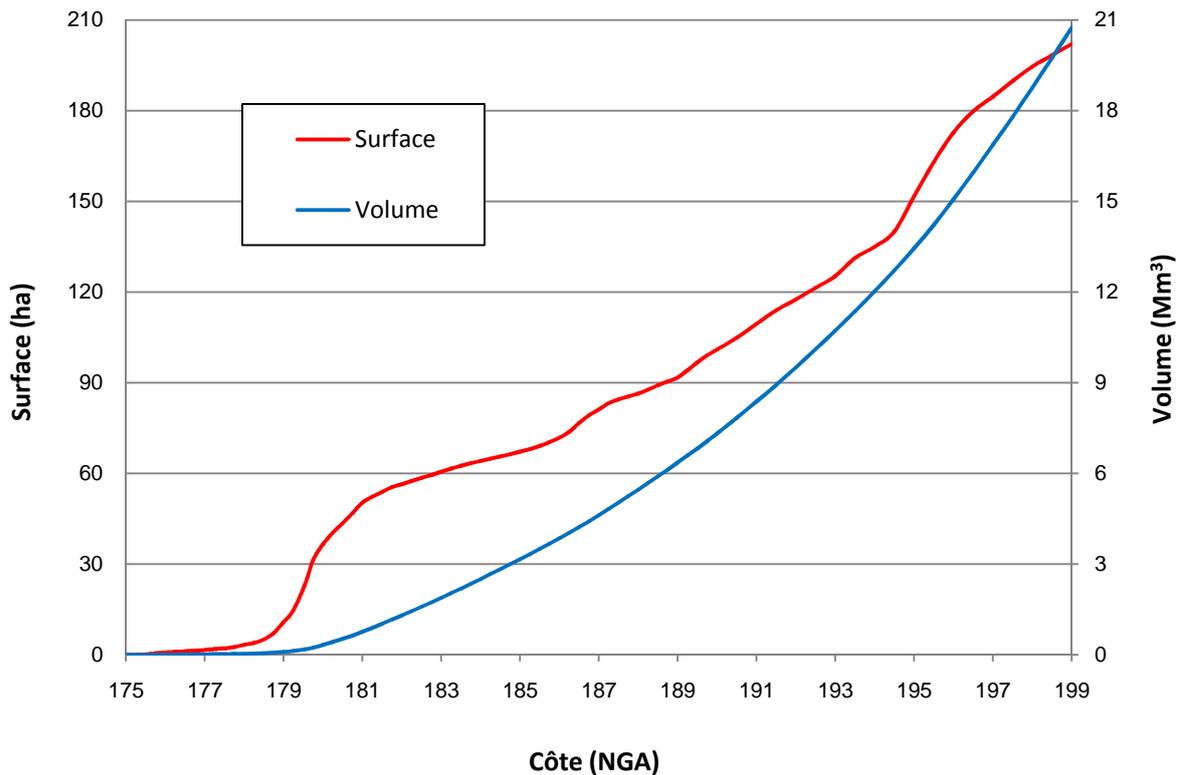


Figure 12.4. Courbe hauteur-surface-capacité de la retenue en janvier 2004

Selon ce levé bathymétrique :

- La retenue est totalement envasée jusqu'à la cote 175 NGA; soit près de 25 m au-dessus de fond initial de l'Oued.
- La capacité actuelle de la retenue est limitée à 18,1 Mm³ sous la cote de retenue normale (197,00 NGA).

7. Niveaux d'exploitation

Une fois les travaux de surélévation du barrage des Zardézas achevés une exploitation nominale du barrage sous la cote de la retenue normale 197 NGA a permis de régulariser un volume d'environ 30.10^6 m^3 . Cependant, au fil des années de sérieux problèmes ont apparu et affecté le fonctionnement optimal de l'ouvrage. On cite essentiellement, les défaillances d'ouvrages d'évacuation et l'état critique d'envasement qui guette la sécurité du barrage, qui s'ajoutent aux problèmes de fondation mentionnés précédemment. (Touati B. 2010).

En 1990 et suite aux analyses de stabilité réalisées par le bureau d'étude Bonard e Gradel, il a été décidé d'exploiter le plan d'eau de la retenue des Zardézas à seulement 194 NGA, et ce afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage. Ainsi le volume régularisé en cette période qui était de 20.10^6 m^3 s'est trouvé réduit à environ 10.10^6 m^3 , une diminution faite au détriment de l'approvisionnement de la population de la ville de Skikda et du périmètre du Saf-Saf.

Dans la pratique, cette consigne n'est pas respectée, et le plan d'eau a dépassé à plusieurs reprises la cote 196 NGA.

8. Analyse de sécurité de l'ouvrage

L'analyse de risque de cet aménagement a été réalisée par la société d'ingénierie ISL ingénierie dans le cadre de confortement des grands barrages Algériens en exploitations. (ISL Ingénierie. 2006).

Les analyses réalisées en ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage révèlent que la sécurité du barrage de Zardezas sous la cote de retenue normale 197 NGA est faible, et inférieure aux règles de l'art actuelles. Elle peut être cependant considérée comme marginalement acceptable. Les conclusions sont similaires pour un plan d'eau atteignant la cote de crête 199 NGA, cette cote correspond en théorie à l'évacuation d'un débit d'environ $3200 \text{ m}^3/\text{s}$.

Par contre en cas d'occurrence du séisme SMD (séisme maximal de dimensionnement) de magnitude de 6.4 selon l'échelle de Richter, les conditions de stabilité sont jugées inacceptables. Un séisme d'une telle ampleur conduirait à un déplacement irréversible du barrage sur sa fondation incompatible avec le maintien de l'intégrité de la structure.

Selon cette analyse, le mode de défaillance le plus pertinent est un glissement du barrage sur sa fondation, en particulier pour les plots fondés en partie ou en totalité sur les grès rouges, ce qui correspond aux plots 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 et 13 de la digue.

Conclusion

La description de la vallée de l'oued Saf-Saf présentée dans la première partie de ce chapitre, a permis de mettre en évidence la complexité de la topographie du tronçon étudié, une complexité qui va influencer le choix quant aux outils de prévision de l'onde de rupture du barrage des Zardezas, elle a également permis de constater qu'il existe plusieurs centres urbains qui peuvent être touchés par une éventuelle rupture du barrage des Zardezas.

La description du barrage des Zardezas présentée en détaille dans la deuxième partie a permis de donner un bref aperçu historique de l'ouvrage. En fait, le barrage des Zardézas est considéré comme un ouvrage monumental et un ouvre exceptionnelle, il représente un symbole de la volonté et de la ténacité des hommes à vaincre une variété de difficultés notamment celles liées à la forte activité hydro-sédimentaire dans la région.

Selon les analyses de risques présentées en fin du chapitre le scénario de rupture le plus pertinent est un glissement du barrage sur sa fondation pour les plots fondés sur les grès rouges, causé par la concomitance d'une crue rare avoisinant les $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ - $3200 \text{ m}^3/\text{s}$ et un séisme dont la magnitude a été bien précisée.

Chapitre 5 : Modélisation du régime de crues du bassin versant de l'oued Saf-Saf

Introduction

La modélisation du régime hydrologique des bassins versants est essentielle lors qu'on s'intéresse à des problématiques associées à la gestion des ressources en eau, à l'aménagement du territoire, ou à l'une des différentes facettes du risque hydrologique. (Bourek R. 2014)

L'objectif de la modélisation hydrologique dans cette étude est de construire les hydrogrammes de crues à l'entrée de la retenue Zardézas pour différentes périodes de retour, et ce pour les utiliser dans les simulations hydrauliques de la rupture du barrage.

Ce chapitre comprend notamment:

- L'analyse géomorphologique du bassin versant en y traite la géométrie, les altitudes, les pentes, le réseau hydrographique.
- L'analyse des précipitations, ceci par le traitement des pluies journalières maximales en vue de calculer les pluies de projet pour différentes périodes de retour.
- L'analyse des crues et la détermination des débits de pointe et de la forme des hydrogrammes de crues rares qui constituent les principales données d'entrée au modèle hydraulique.

1. Bassin versant

1.1. Situation géographique

Le bassin versant de l'Oued Saf-Saf appartient au bassin côtier Constantinois centre, il est situé entre les latitudes 36° 25' et 36° 33' Nord et les longitudes 6° 42' et 7° 05' à l'Est, occupant l'extrême sud de la Wilaya de Skikda. Le bassin des Zardezaz couvre une superficie de 325 km² et un périmètre de 103 km.

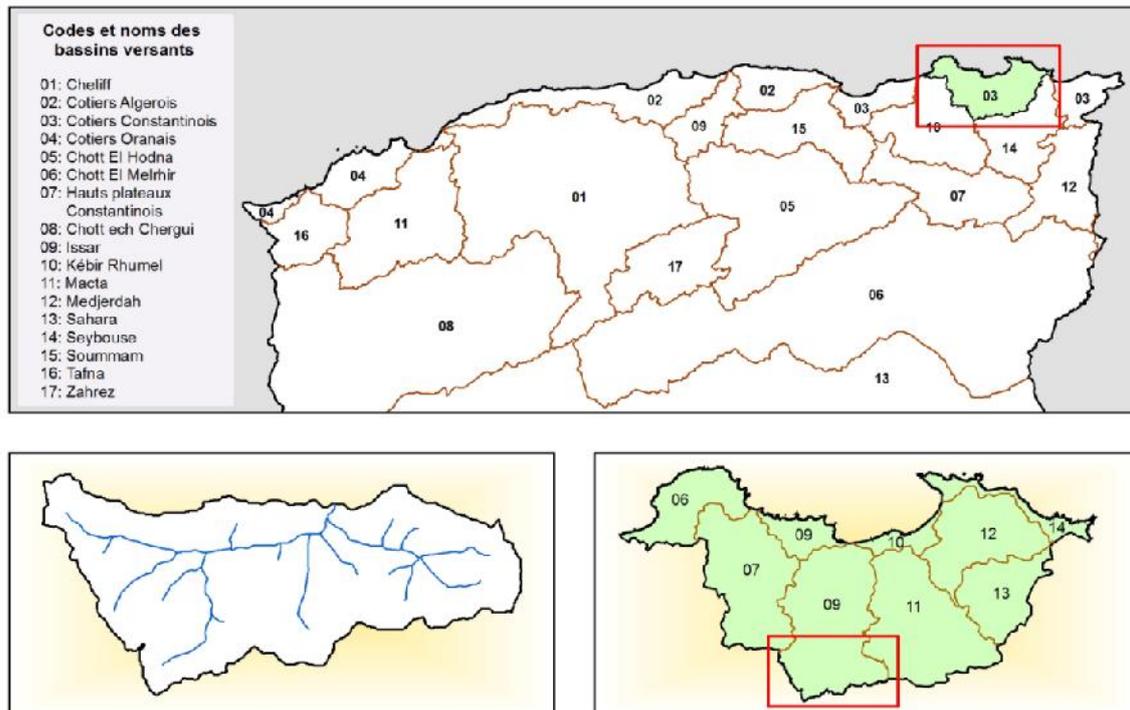


Figure 1.5. Carte de Situation géographique du Bassin Versant de l'Oued Saf-Saf

1.2. Les altitudes

Le bassin versant est entièrement situé en montagne, son point culminant est le Djebel Taya à 1 210 NGA. Le point le plus bas du bassin est à la cote 186 NGA. L’altitude moyenne du bassin versant est d’environ 630 NGA.

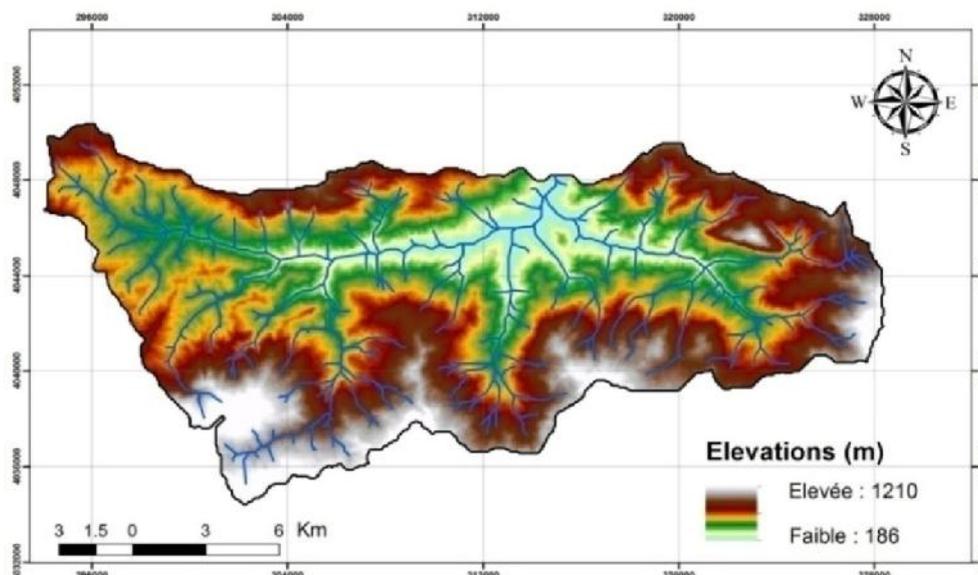


Figure 2.5. Carte hypsométrique du bassin versant de l'Oued Saf-Saf

1.3. Les pentes

Le bassin des Zardézas est caractérisé par des pentes relativement fortes; plus de 70 % de la superficie soit 235 Km² se compose de pentes comprises entre 10% et 35%. Alors que les terrains dont les pentes sont supérieures à 35% représentent 51 Km², soit 16 % de la superficie. La pente moyenne du bassin est de l'ordre de 38 m/km.

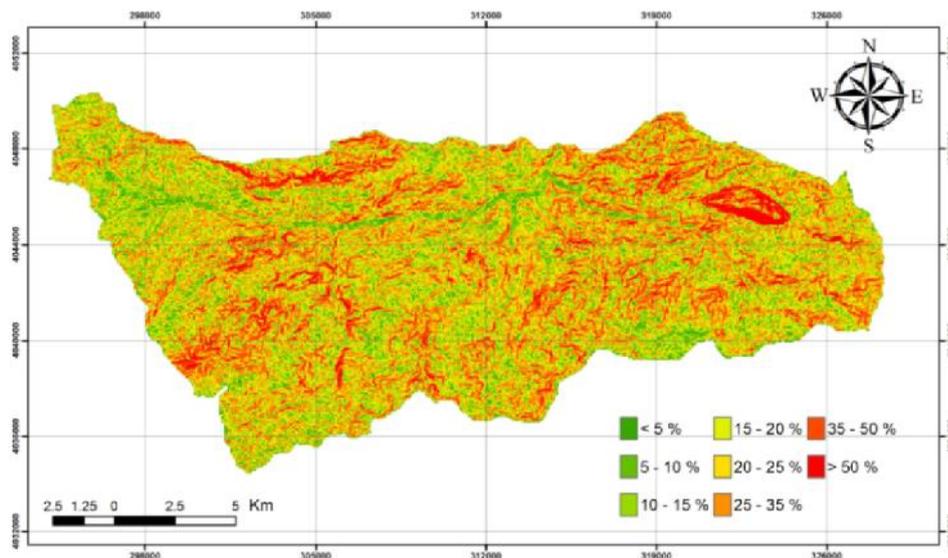


Figure 3.5. Carte des pentes du bassin versant de l'Oued Saf-Saf

1.4. Réseau hydrographique

Le bassin de l'Oued Saf-Saf est caractérisé par un réseau hydrographique dense et bien ramifié, présentant un cheminement maximal de 27 km. Le cours d'eau principale est alimenté par trois tributaires principaux: l'Oued Khemakhem, l'Oued Khorfane et l'Oued Bou Adjeb.

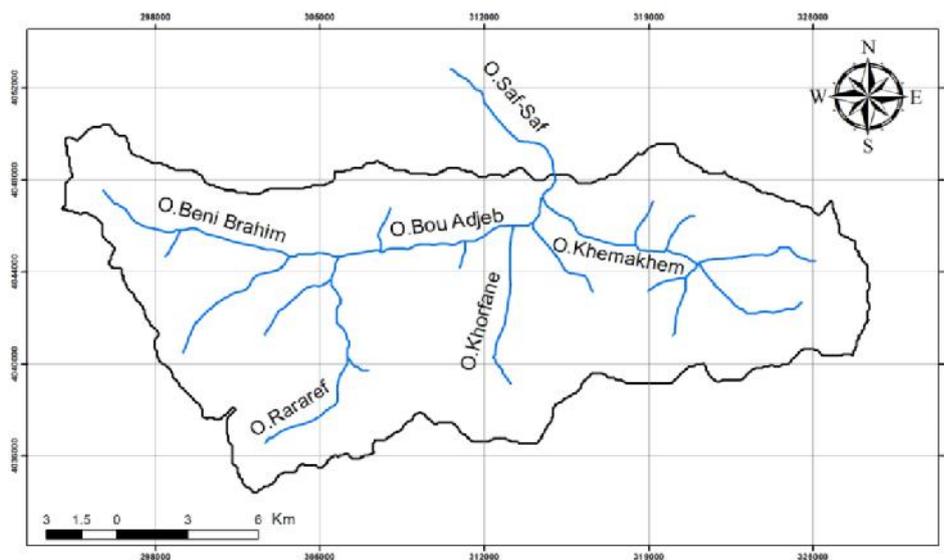


Figure 4.5. Le réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Saf-Saf

1.5. Temps de Concentration :

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire considéré.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

La formule de Passini :

$$T_c = 6.48 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{P}} \quad (1.5)$$

T_c en minutes, S en Km^2 , L en Km, P en m/m

La formule de Sokolovsky :

$$T_c = 4 * \left(\frac{(S * L)^{0.333}}{\sqrt{P}} \right)^{0.75} \quad (2.5)$$

T_c en heures, S en Km^2 , L en Km, P en m/Km

La formule de Venturra :

$$T_c = 0.1275 * \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{P}} \quad (3.5)$$

T_c en heures, S en Km^2 , L en Km, P en m/m

b) La formule Turraza :

$$T_c = 0.108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{P}} \quad (4.5)$$

T_c en minutes, S en Ha, L en m, P en m/m

La formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (5.5)$$

T_c en heures, S en Ha, L en Km, H_{moy} et H_{min} en m

Avec

L : La longueur du cours d'eau principal

S : La superficie du bassin versant

P : La pente moyenne du bassin versant

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant

Le tableau ci-dessous donne les différentes valeurs des temps de concentration T_c obtenues par chaque formule :

Tableau 1.5. Calcul du temps de concentration

| Formule | T_c (heure) |
|----------------|---------------------------------|
| PASSINI | 11.43 |
| SOKOLOVSKY | 9.87 |
| VENTURRA | 11.79 |
| TURRAZA | 8.84 |
| GIANDOTTI | 6.68 |

On écarte la formule de Giandotti et on fait la moyenne des autres formules qui donnent des résultats rapprochés ; d'où le temps de concentration pour le bassin de l'Oued Saf-Saf est 10.5 heures, cette valeur est cohérente avec le temps de montée des crues observées (entre 8 et 12 heures). (Annexes 4 à 8)

1.6. Équipement hydro-pluviométrique du bassin :

Le bassin versant alimentant le barrage des Zardézas est assez bien équipé, sa superficie de 325 km² est contrôlée par trois stations pluviométriques et une station hydrométrique à savoir :

— Les deux stations pluviométriques à l'intérieur du bassin versant, dans sa partie Est, Ain El Kèlb (03-09-04) et Ouled Habeba (03-09-05).

— la station pluviométrique des Zardézas (03-09-03), implantée quasiment au droit du barrage sur le versant rive droite de l'Oued Saf-Saf.

— la station hydrométrique "Khemakhem" (03-09-01), implantée juste après la confluence des Oueds Bou Adjeb et Khemakhem.

La figure suivante montre le bassin versant du barrage des Zardézas et les stations retenues pour l'étude :

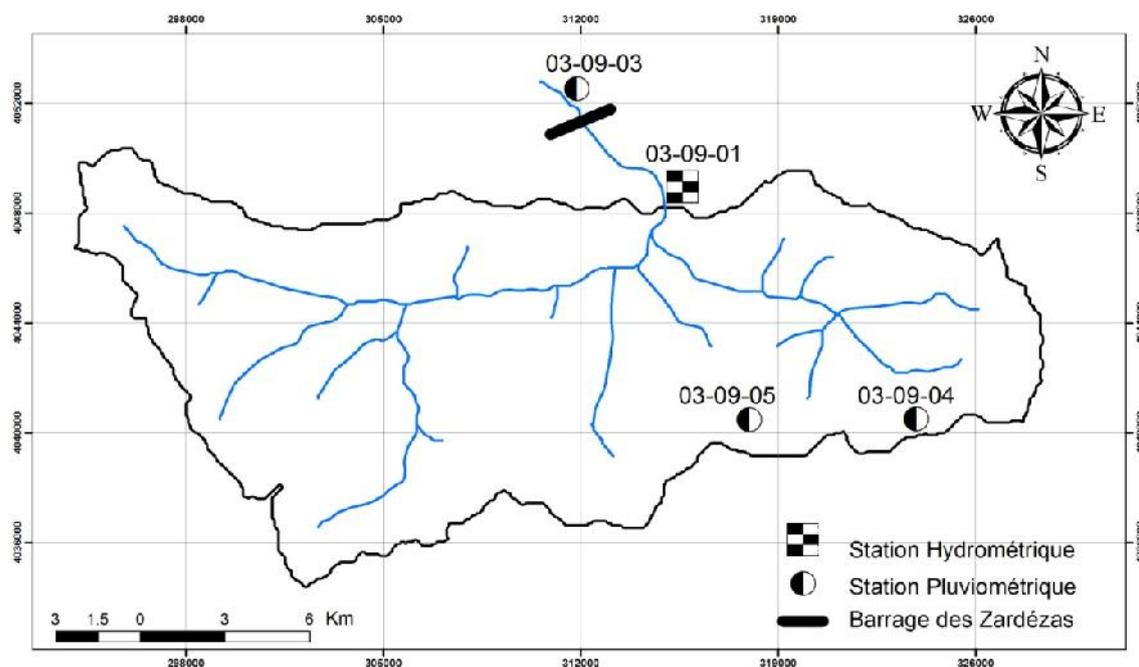


Figure 5.5. Équipement hydropluviométrique du bassin de l'Oued Saf-Saf

2. Étude des précipitations

2.1. Données disponibles

Les séries pluviométriques ont été recueillies auprès de l'Agence National des Ressources Hydriques l'A.N.R.H. Des données de précipitations quotidiennes sont disponibles pour les stations Zardézas Ain El Kèlb et Ouled Habeba entre l'année 1970 et 2007. (Annexes 1 à 3),

Tableau 2.5. Données pluviométriques disponibles

| Code Mécanographique | Nom de la station | Coordonnées | | | | | Période disponible |
|----------------------|-------------------|-------------|--------|-----------|----------|----------|--------------------|
| | | X | Y | Longitude | Latitude | Altitude | |
| 030903 | Zardézas | 875.3 | 374.6 | 6.53.48 E | 36.35.59 | 195 | 1970 – 07 |
| 030904 | Ain El Kèlb | 888.1 | 363.4 | 7.2.2 E | 36.29.37 | 750 | 1970 – 07 |
| | | 5 | | | | | |
| 030905 | Ouled Habeba | 882.1 | 362.95 | 6.58.4 E | 36.29.32 | 980 | 1970 – 07 |

Source : Annuaire pluviométrique de l'Algérie

2.2. Variabilité des précipitations

La variation interannuelle des précipitations pour la période de 1970-2007 est représentée sur le graphique :

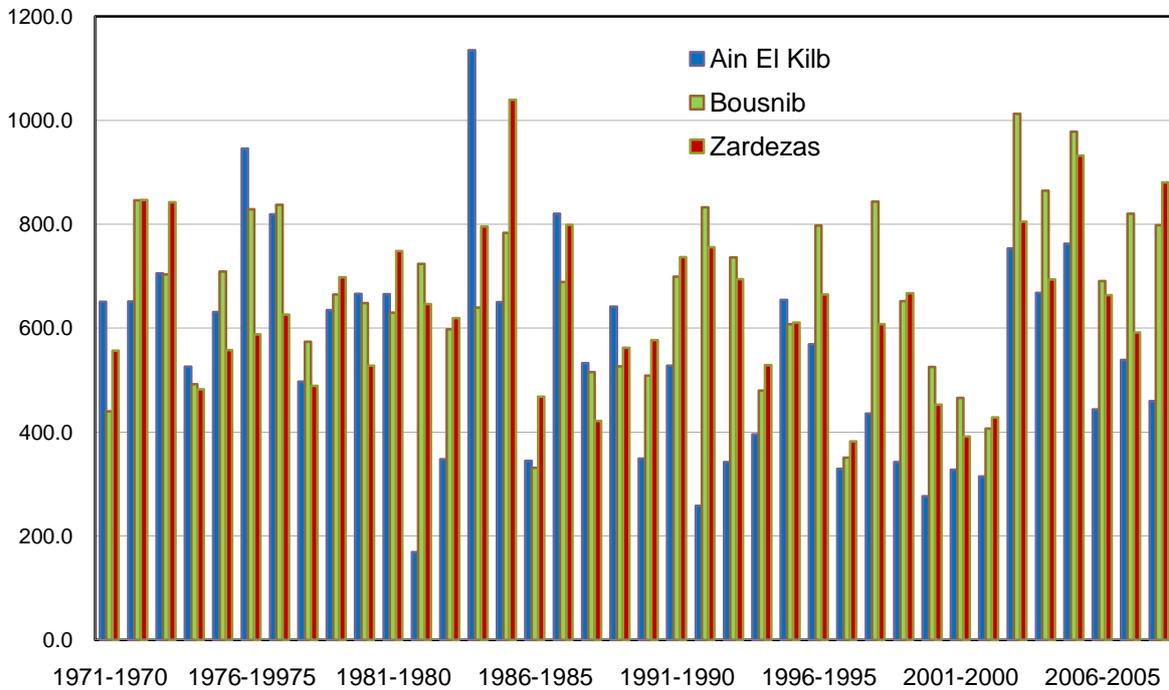


Figure 6.5. Variabilité des pluies annuelles dans le bassin du Saf-Saf.

L'analyse de l'histogramme montre une répartition irrégulière des précipitations d'une année à l'autre sur l'ensemble du bassin.

La variabilité interannuelle des précipitations peut être exprimée à l'aide du coefficient de variation, traduisant la dispersion relative des pluies.

Ce coefficient est estimé à 37.88 % à la station de Ain Kelb, l'année la plus pluvieuse est celle de 1983-1984 avec une précipitation de 1134.6 mm, soit 2 fois la moyenne interannuelle (546.9 mm).

À la station des Zardézas, ce coefficient est estimé à 24,27 % où l'année 1984/1985 est une année record avec 1039,4 mm, soit 1,6 fois la moyenne interannuelle (641.6 mm).

Alors qu'à la station de Ouled Habeba, le coefficient de variation est de l'ordre de 25.11 %, avec une hauteur maximale enregistrée en 2002/2003 égale à 1012.6 mm, soit 1.5 fois la moyenne interannuelle (664.5 mm).

2.3. Étude fréquentielle des pluies maximales journalières

2.3.1. Choix de la loi de distribution

Afin de choisir la loi de distribution de probabilité pour l'ajustement des pluies journalières maximales des 3 stations considérées, on a fait appel au test d'adéquation dit de KOLMOGOROV-SMIRNOV, sur trois lois de distribution des valeurs extrêmes, à savoir la loi de Fréchet (Log-Gumbel), la loi de Gumbel (Exponential,2-Parameter) et la loi de Weibull.

Le test d'adéquation consiste à comparer avec un tableau les valeurs seuils, l'écart maximal entre la probabilité de non-dépassement empirique et la valeur calculée par la loi. Les résultats de ce test renvoyés par le logiciel STATGRAPHICS sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau 3.5. Résultats des tests d'adéquation de l'ajustement des pluies journalières maximales des 3 stations

| Station Ain El kelb | | | Station Ouled Habeba | | | Station Zardézas | | |
|---------------------|---------------------------|-------------|----------------------|---------------------------|-------------|------------------|---------------------------|-------------|
| Rang | Distribution | Statistique | Rang | Distribution | Statistique | Rang | Distribution | Statistique |
| 1 | Exponential (2-Parameter) | 0.162432 | 1 | Inverse Gaussian | 0.0785742 | 1 | Exponential (2-Parameter) | 0.0946561 |
| 2 | Loglogistic | 0.109406 | 2 | Birnbaum-Saunders | 0.081864 | 2 | Inverse Gaussian | 0.103995 |
| 3 | Inverse Gaussian | 0.156519 | 3 | Lognormal | 0.0788184 | 3 | Birnbaum-Saunders | 0.108422 |
| 4 | Lognormal | 0.151768 | 4 | Exponential (2-Parameter) | 0.171186 | 4 | Lognormal | 0.103473 |
| 5 | Birnbaum-Saunders | 0.159608 | 5 | Loglogistic | 0.0691333 | 5 | Loglogistic | 0.1087 |
| 6 | Largest Extreme Value | 0.147581 | 6 | Largest Extreme Value | 0.0950642 | 6 | Gamma | 0.137571 |
| 7 | Gamma | 0.183575 | 7 | Gamma | 0.108344 | 7 | Largest Extreme Value | 0.12398 |
| 8 | Laplace | 0.132515 | 8 | Weibull | 0.118581 | 8 | Uniform | 0.378625 |
| 9 | Weibull | 0.210647 | 9 | Laplace | 0.137706 | 9 | Weibull | 0.16176 |
| 10 | Logistic | 0.156999 | 10 | Logistic | 0.112647 | 10 | Laplace | 0.163119 |
| 11 | Normal | 0.245745 | 11 | Normal | 0.154133 | 11 | Logistic | 0.146581 |
| 12 | Uniform | 0.504768 | 12 | Uniform | 0.429986 | 12 | Normal | 0.1986 |
| 13 | Exponential | 0.360719 | 13 | Exponential | 0.34422 | 13 | Smallest Extreme Value | 0.224098 |
| 14 | Smallest Extreme Value | 0.272521 | 14 | Smallest Extreme Value | 0.227418 | 14 | Exponential | 0.335895 |

2.3.2. Ajustement statistique des données disponibles

Étayée par les résultats du test d'adéquation de KOLMOGOROV-SMIRNOV, la loi de distribution des probabilités de Gumbel semble être la mieux classée pour l'ajustement des journalières maximales des trois stations.

Les pluies journalières maximales des trois stations retenues ont fait l'objet d'un ajustement statistique par la méthode de Gumbel :

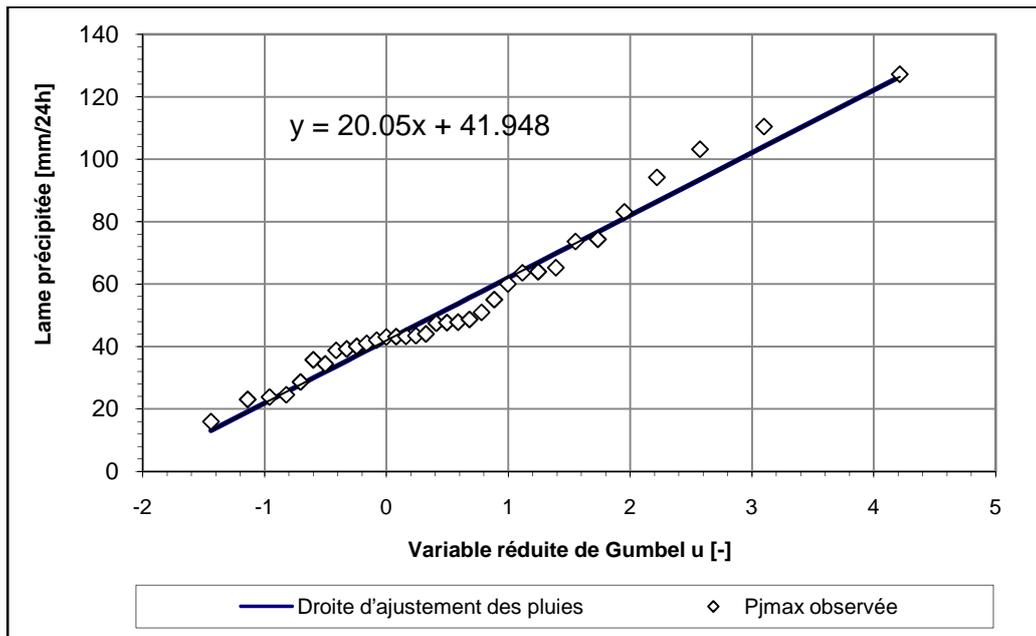


Figure 7.5. Ajustement des données de la station Ain El Kèlb à la loi de Gumbel

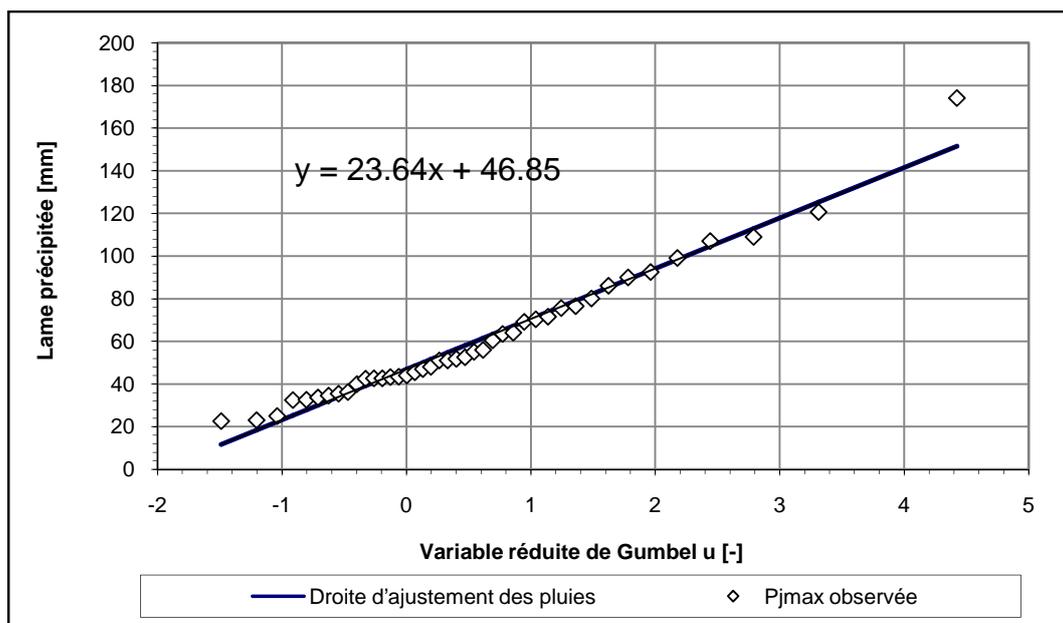


Figure 8.5. Ajustement des données de la station Ouled Habeba à la loi de Gumbel

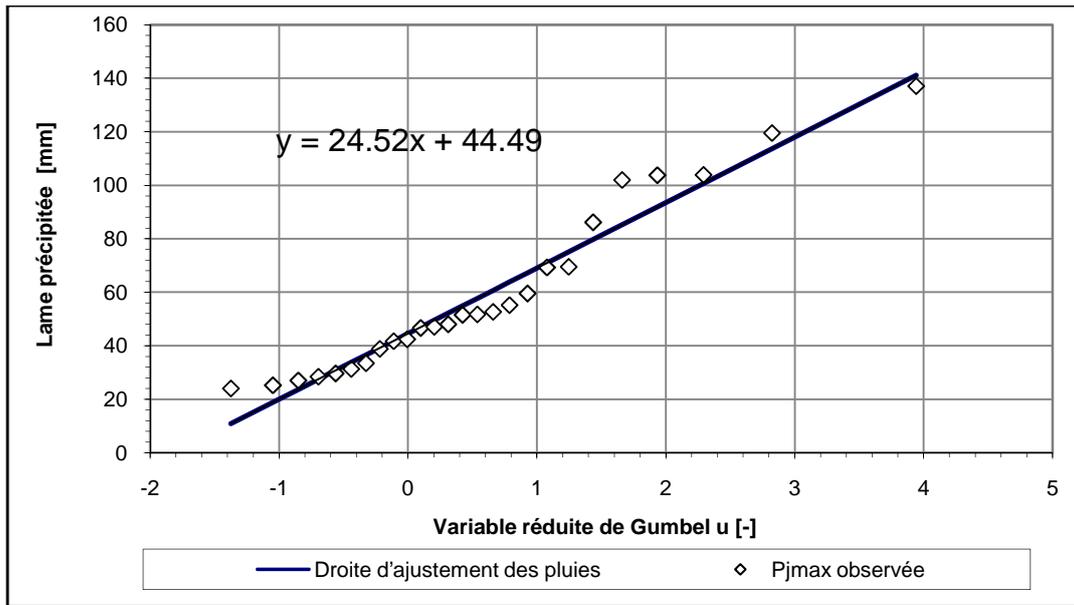


Figure 9.5. Ajustement des données de la station Zardézas à la loi de Gumbel

L'ajustement des Pluies journalières maximales a permis d'estimer les valeurs des précipitations pour différentes fréquences de retour ainsi que le Gradex pour chaque station:

Tableau 4.5. Pluies maximales journalières par période de retour

| T (ans) | Intérieur du BV | | Barrage |
|---------|-----------------|----------|----------|
| | 03-09-04 | 03-09-05 | 03-09-03 |
| 10 | 87.07 | 100.06 | 99.66 |
| 50 | 120.19 | 139.11 | 140.15 |
| 100 | 134.19 | 155.61 | 157.27 |
| 1000 | 180.45 | 210.16 | 213.83 |
| 5000 | 212.73 | 248.23 | 253.30 |
| 10000 | 226.63 | 264.61 | 270.29 |
| Gradex | 20.05 | 23.64 | 24.52 |

2.3.3. Centrage des pluies de 24 heures

Les valeurs représentées dans le tableau 3.5 correspondent à des valeurs journalières. Le passage aux pluies de 24 heures se fera en multipliant les valeurs par un coefficient de centrage selon la formule de Weiss:

$$R = 24 / (24-3) = 1.14 \quad (6.5)$$

Tableau 5.5. Pluies maximales journalières en 24 heures

| T (ans) | Intérieur du BV | | Barrage |
|---------|-----------------|----------|----------|
| | 03-09-04 | 03-09-05 | 03-09-03 |
| 10 | 99.26 | 114.07 | 113.61 |
| 50 | 137.02 | 158.58 | 159.77 |
| 100 | 152.98 | 177.40 | 179.29 |

| | | | |
|--------|--------|--------|--------|
| 1000 | 205.72 | 239.59 | 243.77 |
| 5000 | 242.52 | 282.98 | 288.76 |
| 10000 | 258.36 | 301.66 | 308.13 |
| Gradex | 22.86 | 26.95 | 27.94 |

Les trois stations donnent des résultats assez homogènes conduisant à un Gradex de 24 h compris entre 23 et 28 mm.

2.4. Passage des pluies ponctuelles aux pluies de bassin

Les pluies à prendre en compte sur l'ensemble du bassin versant des Zardezas sont évaluées par la méthode de Thiessen.

2.4.1. Rappel sur la méthode de Thiessen

La méthode de Thiessen, basée uniquement sur les pluies observées aux pluviomètres, consiste à supposer que la fonction $P(x, y)$ varie discrètement. Pour cela, sur tout élément de surface $dx dy$, on admet que $P(x, y)$ est égal à la valeur enregistrée au poste le plus proche. (Laborde J.P. 2013)

Comme le suggère la figure ci-contre, les éléments de surface plus proches d'un pluviomètre que de tout autre sont déterminés par le réseau des médiatrices des segments joignant les postes 2 à 2.

Dans cette hypothèse, la pluie moyenne s'exprime ainsi :

$$\bar{P}_{BV} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} = \sum_{i=1}^n \alpha_i P_i, \quad \alpha_i = \frac{S_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

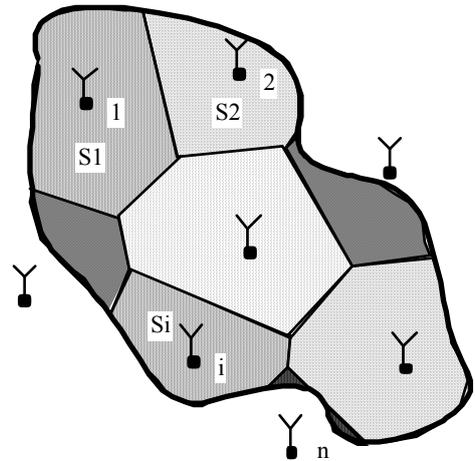


Figure 1 : Polygones de Thiessen

On remarque alors que les termes α_i appelés coefficients de Thiessen ne dépendent que de la répartition spatiale des postes par rapport au bassin versant. Ils ne dépendent pas de la pluie, donc la construction géométrique est à faire une fois pour toutes et on appliquera α_i à toutes les averses à étudier.

2.4.2. Application de la méthode de Thiessen sur le du bassin de l'étude

La figure suivante représente le découpage du bassin versant d'après la méthode de Thiessen :

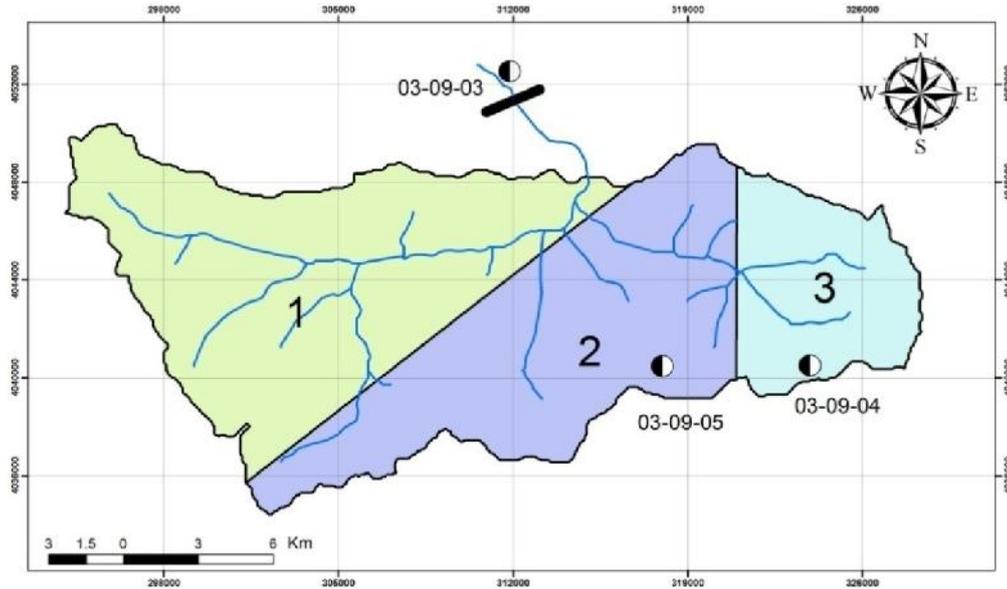


Figure 11.5. Découpage du bassin versant suivant la méthode de Thiessen

Les superficies des trois fractions sont :

- $S_1 = 152 \text{ km}^2$, soit $\alpha_1 = 0.47$ (47% de la surface totale).
- $S_2 = 123 \text{ km}^2$, soit $\alpha_2 = 0.38$ (38% de la surface totale).
- $S_3 = 50 \text{ km}^2$, soit $\alpha_3 = 0.15$ (15% de la surface totale).

Les pluies de différentes périodes de retour évaluées par cette méthode sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 6.5. Pluies moyennes sur l'ensemble du bassin pour différentes périodes de retour

| T (ans) | Pm |
|----------------|-----------|
| 10 | 111 |
| 50 | 156 |
| 100 | 174 |
| 1000 | 236 |
| 5000 | 279 |
| 10000 | 298 |

Par la même procédure, on calcule le Gradex représentatif du bassin versant :

$$G = 0.47 g_{03-09-03} + 0.38 g_{03-09-05} + 0.15 g_{03-09-04} \quad (7.5)$$

Soit $G = 26.80$ mm

Et la pluie moyenne annuelle à considérer sur la totalité du bassin :

$$P_m = 0.47 p_{03-09-03} + 0.38 p_{03-09-05} + 0.15 p_{03-09-04} \quad (8.5)$$

Soit $P_m = 636$ mm.

3. Étude des crues

3.1. Données disponibles

Le suivi hydrométrique effectué en amont de la retenue de Zardezas au niveau de la station Hydrométrique « Khemakhem » nous a permis de disposer d'une série d'observations des débits moyens journaliers et extrêmes sur 31 années entre 1968 et 1999.

Tableau 7.5. Débits extrêmes de l'oued Saf-Saf à Khemakhem (m³/s)

| Année | Q_p | Q_m | Q_p/Q_m |
|-------|-------|-------|-----------|
| 68/69 | 25 | 5 | 4.95 |
| 69/70 | 453 | 100.6 | 4.5 |
| 70/71 | 102.2 | 62.2 | 1.64 |
| 71/72 | 76.1 | 22.9 | 3.32 |
| 72/73 | 216.3 | 73.3 | 2.95 |
| 73/74 | 16.4 | 2.8 | 5.86 |
| 74/75 | 78 | 25.6 | 3.05 |
| 75/76 | 53 | 25.8 | 2.05 |
| 76/77 | 54 | 51.9 | 1.05 |
| 77/78 | 10 | 8.75 | 1.11 |
| 78/79 | 68 | 76.8 | 0.89 |
| 79/80 | 28 | 40.32 | 0.68 |
| 80/81 | 18 | 9.87 | 1.77 |
| 81/82 | 24 | 16.5 | 1.45 |
| 82/83 | 83 | 40 | 2.07 |
| 83/84 | 996.5 | 375.3 | 2.66 |
| 84/85 | 558 | 55.94 | 9.97 |
| 85/86 | 12 | 5 | 2.46 |
| 86/87 | 124 | 74.69 | 1.65 |
| 87/88 | 103 | 38.07 | 2.71 |
| 88/89 | 127 | 38.07 | 3.34 |
| 89/90 | 38 | 11.92 | 3.21 |
| 90/91 | 120 | 47.79 | 2.51 |
| 91/92 | 75 | 23.31 | 3.22 |
| 92/93 | 285 | 114.8 | 2.48 |
| 93/94 | 103 | 56.48 | 1.83 |
| 94/95 | 284 | 136.4 | 2.08 |
| 95/96 | 189 | 57.9 | 3.26 |
| 96/97 | 5 | 2 | 2.72 |
| 97/98 | 127 | 34.01 | 3.73 |
| 98/99 | 136 | 53.11 | 2.57 |

On dispose également des données de 6 crues significatives acquises au niveau du barrage. (Annexes 4 à 8). Les informations concernant ces crues sont présentées dans le tableau:

Tableau 8.5. Débits extrêmes au barrage

| Date | Q_p | Q_m | Q_p/Q_m |
|---------------|-------|-------|-----------|
| Novembre 1957 | 1391 | 406 | 3.5 |
| Février 84 | 700 | 280 | 2.5 |
| Décembre 84 | 900 | 590 | 1.52 |
| Mars 1985 | 380 | 160 | 2.38 |
| Décembre 1992 | 410 | 210 | 1.95 |
| Novembre 2004 | 1000 | 150 | 6.6 |

3.2. Synthèse sur les données disponibles

• Crues maximales enregistrées

Plusieurs crues significatives ont été enregistrées, soit à la station hydrométrique de Khemakhem soit au niveau du barrage des Zardezas. C'est ainsi que plusieurs crues dont le débit de pointe a approché ou dépassé $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ ont été enregistrées :

- La crue de novembre 1957 : $Q_p = 1400 \text{ m}^3/\text{s}$
- La crue de novembre 2004 : $Q_p = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$
- La crue de février 1984 : $Q_p = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

• Rapport Q_p/Q_{24}

La figure suivante représente le rapport Q_p/Q_{24} pour l'ensemble des crues enregistrées

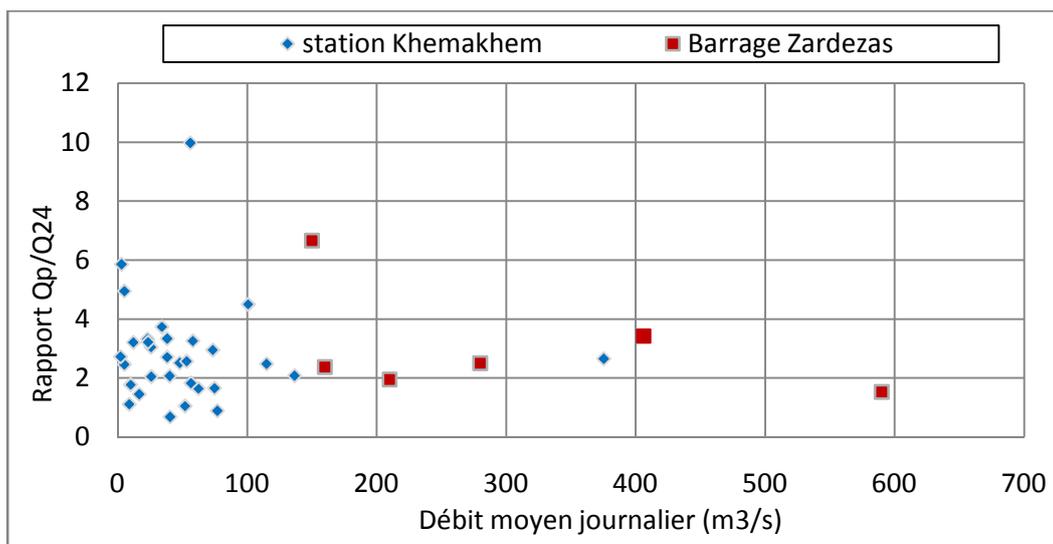


Figure 12.5. Rapport Q_p/Q_{24} pour l'ensemble des crues enregistrées

On peut retenir pour les crues significatives un rapport Q_p/Q_m compris entre 1.5 et 3.5.

3.3. Évaluation des crues rares dans le bassin du Saf-Saf

3.3.1. Estimation des crues rares par analyse fréquentielle

3.3.1.1. Choix du modèle probabiliste pour l'estimation des événements rares

Les données de débit de la station de Khemakhem ont fait l'objet d'un test d'adéquation de KOLMOGOROV-SMIRNOV afin de choisir la loi de distribution de probabilité la mieux appropriée pour l'ajustement statistique.

Les résultats de ce test renvoyés par le logiciel STATGRAPHICS sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau 9.5. Résultats du test d'adéquation de l'ajustement des débits maximaux journaliers de l'oued Saf-Saf à Khémakhem

| Rang | Distribution | Statistique |
|------|------------------------|-------------|
| 1 | Lognormal | 0.106941 |
| 2 | Birnbaum-Saunders | 0.124727 |
| 3 | Loglogistic | 0.0938072 |
| 4 | Inverse Gaussian | 0.17597 |
| 5 | Weibull | 0.1465 |
| 6 | Gamma | 0.163109 |
| 7 | Exponential | 0.173104 |
| 8 | Largest Extreme Value | 0.196325 |
| 9 | Laplace | 0.2426 |
| 10 | Logistic | 0.220079 |
| 11 | Normal | 0.297829 |
| 12 | Pareto | 0.379728 |
| 13 | Uniform | 0.642071 |
| 14 | Smallest Extreme Value | 0.349734 |

3.3.1.2. Ajustement à la loi log normal

Étayée par les résultats du test d'adéquation de KOLMOGOROV-SMIRNOV, la loi de distribution des probabilités log normale semble être la mieux classée pour l'ajustement des données de débit.

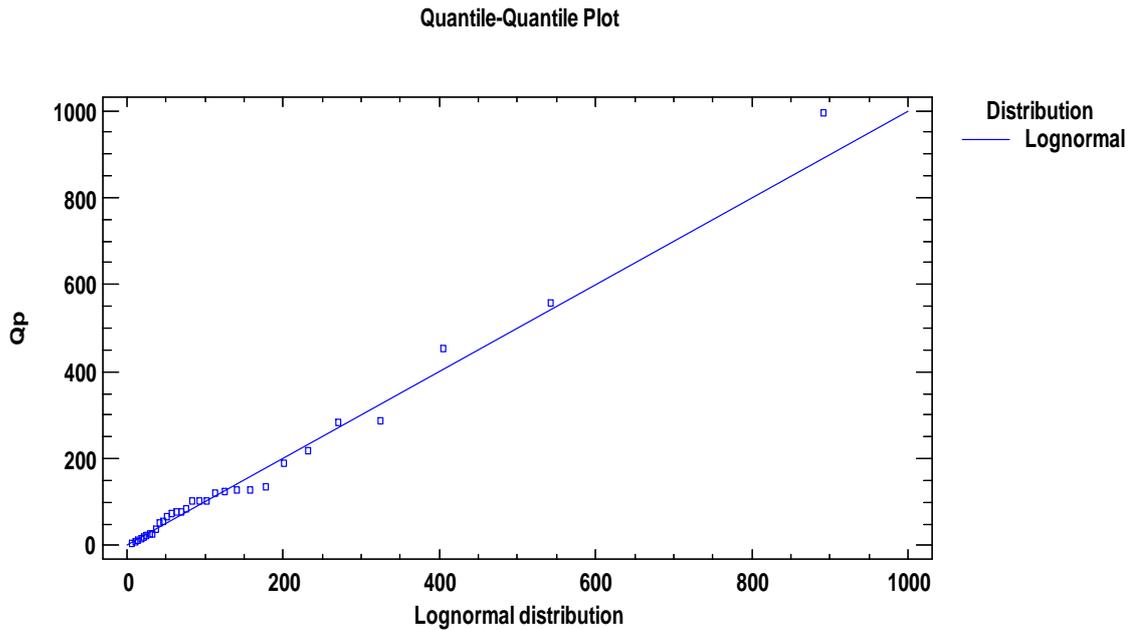


Figure 13.5. Ajustement des débits maximaux annuels à une loi-Log normal. Station de Khémakem (1968-1999).

Les résultats de l'analyse fréquentielle retenus sont les suivants :

Tableau 10.5. Débits maximums probables de l'oued Saf-Saf à Khémakhem (m³/s)

| P | 0.8 | 0.9 | 0.98 | 0.99 |
|-----------------------------------|--------|--------|--------|---------|
| Période de retour | 5 ans | 10 ans | 50 ans | 100 ans |
| Débit maximal (m ³ /s) | 212.86 | 363.61 | 564.36 | 1296.88 |

Remarque

Avec l'échantillon disponible de 31 ans, on ne peut extrapoler les ajustements fréquentiels que jusqu'à la période de retour de 100 ans. Car, en pratique la prudence exige que l'on ne recherche pas un quantile dont la probabilité d'apparition corresponde à une période de retour supérieure au triple de la longueur de l'échantillon. (Dubreuil P., 1974)

3.3.2. Estimation des crues rares par la Formule de Mallet et Gautier :

Établie sur la base d'observations faites au Nord de l'Algérie et en Tunisie, la formule de Mallet et Gautier permet d'estimer les débits de pointe pour des périodes de retour de 50, 100 et 1000 ans. (Mallet C., Gautier M. 1947).

$$Q_{\max} = 2 * K * \log (1 + A * H) * S / \sqrt{L} * (1 + 4 \log T * \log S) \quad (9.5)$$

Q_{\max} : débit max instantané (m³/s).

K et A : coefficients topographiques pour un bassin versant normal on prend $A = 20$ et $K = 2$.

H : pluie moyenne annuelle (mm).

S : surface du bassin versant (km²).

L : longueur du talweg principal (km).

T : période de retour (ans).

Tableau 11.5. Débits maximums calculés selon la formule de Mallet et Gautier (m³/s)

| | | | |
|-----------------------------------|--------|---------|----------|
| P | 0.98 | 0.99 | 0.999 |
| Période de retour | 50 ans | 100 ans | 1000 ans |
| Débit maximal (m ³ /s) | 973 | 1221 | 2037 |

Remarque

Les plus grandes incertitudes relatives à l'utilisation de cette formule règneront sur la valeur qu'il convient de donner au coefficient K de la formule. En Algérie ce coefficient varie de 0.5 pour un bassin à faible pente à 5 même 6 pour un petit bassin très raide. Cette grande dispersion des valeurs de ce paramètre montre que l'on ne sera jamais assez prudent dans l'estimation des crues en utilisant la formule de Mallet et Gautier.

3.3.3. Évaluation des crues rares par la méthode du Gradex

3.3.3.1. Rappel sur la méthode du Gradex

La méthode du Gradex "GRADient des valeurs EXtrêmes", développée par les hydrologues d'EDF Guillot et Duband en 1967, est une méthode probabiliste souvent utilisée pour l'estimation de la crue de sécurité des grands barrages dont la période de retour est d'au moins 1 000 ans. (Guillot P., Duband D. 1967)

La méthode du Gradex consiste à calculer le ruissellement à partir de la pluie de même période de retour.

On se base sur le fait qu'au-delà d'une certaine hauteur de pluie, le déficit d'écoulement résultant essentiellement de l'infiltration n'augmente plus. On fait en plus l'hypothèse qu'une précipitation d'une certaine durée alimente l'écoulement pendant la même durée (hypothèse très simplificatrice et légèrement pessimiste). Il en résulte qu'à partir d'une certaine valeur de la précipitation (point pivot) :

- La relation pluie-ruissellement devient linéaire.

- La loi de probabilité des ruissellements devient parallèle à la loi de probabilité des précipitations dans un graphique de Gumbel.

Une fois obtenues, les quantités écoulées pendant l'intervalle de temps considéré, les débits de pointe (Q_p) se déduisent des valeurs des débits moyens en utilisant les informations disponibles sur les ratios Q_p/Q_m

3.3.3.2. Détermination des débits moyens journaliers

Les débits moyens journaliers sont évalués sur la base des hypothèses suivantes :

- le pivot correspond à une période de retour de 10 ans.

-Le Gradex des pluies évalué à 26.80 mm/24h pour l'ensemble du bassin versant, est converti en valeur de débit en utilisant la surface du bassin soit 100.82 m³/s. Cette valeur va servir à extrapoler la fonction de répartition des débits moyens journaliers au-delà du point pivot.

Dans le graphe suivant on trouve les débits moyens journaliers mesurés à la station hydrométrique ainsi que les valeurs extrapolées selon la méthode du Gradex pour des périodes de retour allant de 10 à 10 000 ans.

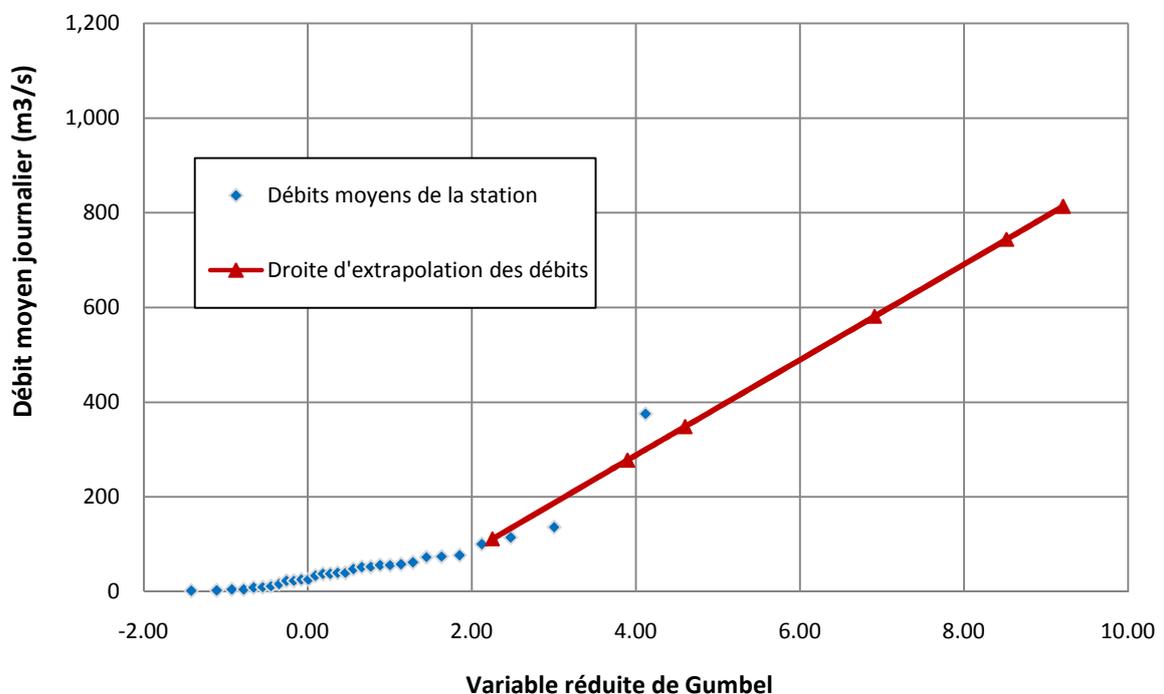


Figure 14.5. Extrapolation des débits moyens journaliers par le Gradex des pluies

Les débits moyens journaliers correspondants sont donnés dans le tableau ci-après

Tableau 12.5.: Débits moyens journaliers calculés par la méthode du Gradex

| Période de retour | 10 ans | 50 ans | 100 ans | 1000 ans | 5000 ans | 10000 ans |
|-----------------------|--------|--------|---------|----------|----------|-----------|
| Q (m ³ /s) | 112 | 278 | 349 | 582 | 745 | 813 |

3.3.3.3. Détermination des débits de pointe

Les débits de pointe sont obtenus à partir du débit moyen journalier par application d'un coefficient Q_p/Q_{24} égal à 3.5. Cette valeur correspond à la fourchette supérieure des valeurs Q_p/Q_{24}

Les débits correspondants sont donnés dans le tableau ci-après

Tableau 13.5. Débits de pointe calculés par la méthode du Gradex

| Période de retour | 10 ans | 50 ans | 100 ans | 1 000 ans | 5000 ans | 10000 ans |
|-----------------------|--------|--------|---------|-----------|----------|-----------|
| Q (m ³ /s) | 392 | 973 | 1 221 | 2 037 | 2 607 | 2 845 |

3.4. Construction des hydrogrammes des crues rares :

Les hydrogrammes correspondants sont modélisés sous la forme suivante :

$$Q(t)_T = 2 Q_{pt} \frac{\left(\frac{t}{t_m}\right)^r}{1 + \left(\frac{t}{t_m}\right)^{2r}} \quad (10.5)$$

Avec:

T : période de retour de la crue .

Q_{pt} : débit de pointe pour la période de retour T (m³/s),

t_m : temps de montée (généralement égale au temps de concentration, soit 10,5 h),

: paramètre permettant de retrouver le volume total écoulé, ici, 4,1.

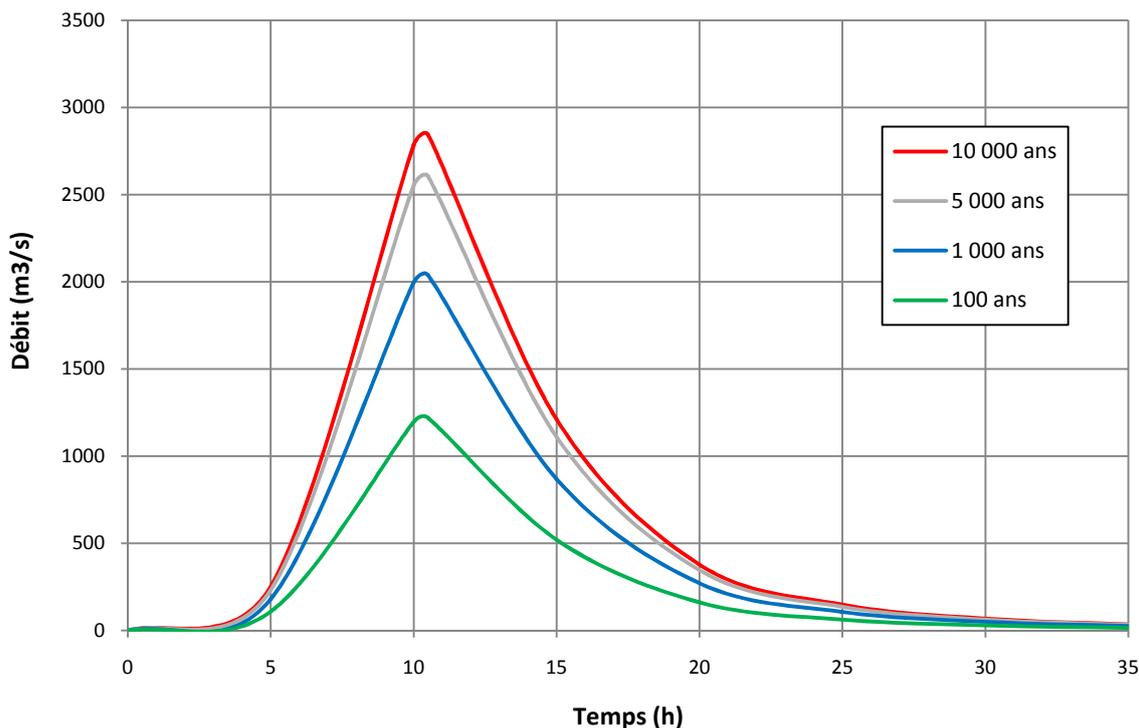


Figure 15.5. Hydrogramme des crues de différentes périodes de retour

Conclusion

L'analyse hydrologique du bassin versant de l'Oued Saf-Saf menée dans cette partie a pour objective d'estimer les hydrogrammes des crues rares à l'entrée de la retenue des Zardezas.

Étant donné le nombre limité de données de débits facilitant l'analyse statistique des crues anciennes, l'étude des crues a été réalisée en utilisant la méthode du Gradex permettant ainsi l'estimation des hydrogrammes des crues pour des périodes de retour allant de 10 à 10 000 ans.

Ces hydrogrammes constituent des éléments essentiels à l'entrée dans les modélisations hydrauliques, qui permettent la prévision et la gestion des risques d'inondations dans la zone fluviale à l'aval du barrage.

Chapitre 6 : Simulation de l'onde de rupture du barrage des Zardézas à l'aide des modèles numériques HEC-RAS et MIKE 11

Introduction

La simulation numérique de la propagation de la crue de rupture du barrage des Zardézas a été effectuée via les modèles numériques HEC-RAS et MIKE 11.

Le présent chapitre présente en premier lieu les étapes de création des modèles ainsi que tous les différents paramètres introduits dans les simulations. En second lieu, il synthétise et compare les résultats obtenus par ces deux modèles. Ensuite, des analyses de sensibilité des résultats des deux codes de calcul envers plusieurs paramètres ont été effectuées.

À la fin de ce chapitre, des recommandations sur le choix des paramètres à introduire dans les simulations et sur le choix entre ces deux modèles numériques ont été dégagées.

1. Méthode

Les étapes suivies dans cette étude pour accomplir les simulations hydrauliques sont:

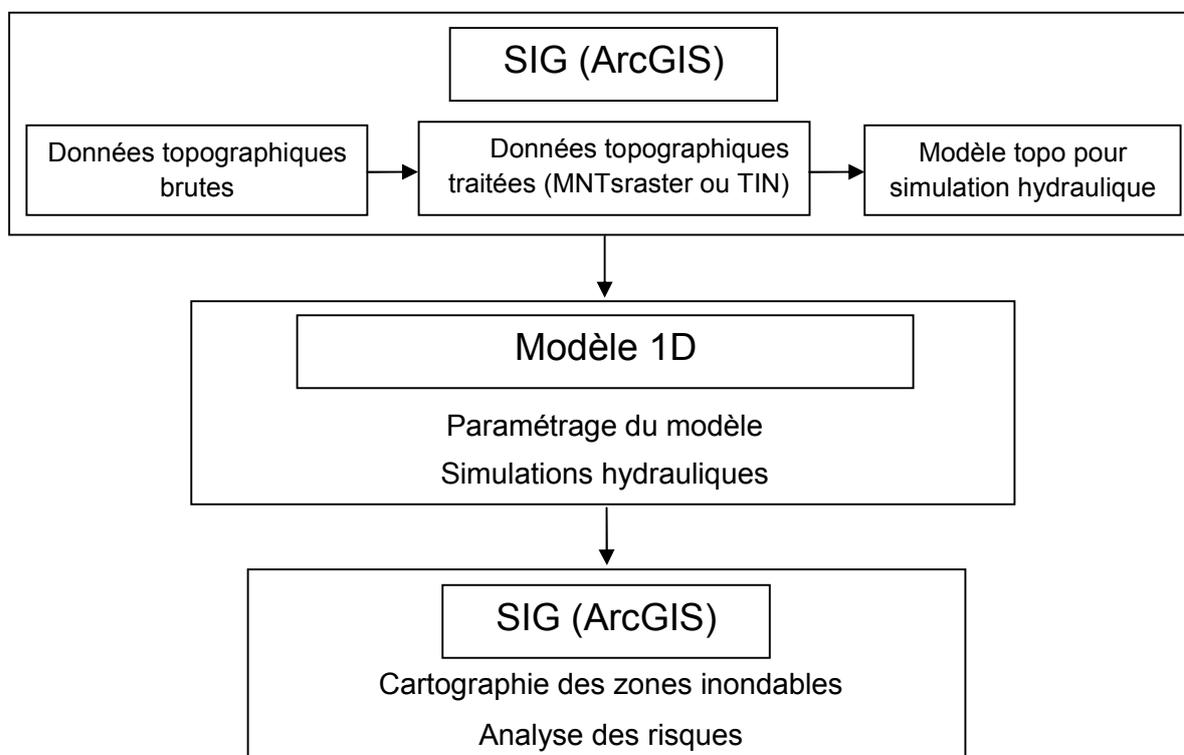


Figure 1.6. Organigramme de travail

2. Construction des modèles

2.1. Géométrie de la vallée

La première partie de cette modélisation consiste à reproduire la rivière grâce à une série de profils en travers. Ce type d'opération se fait usuellement sous ArcGIS à partir d'un Modèle Numérique de Terrain (MNT) représentant la topographie du site.

Dans la figure suivante on voit les étapes de création de la géométrie nécessaire à la simulation hydraulique :

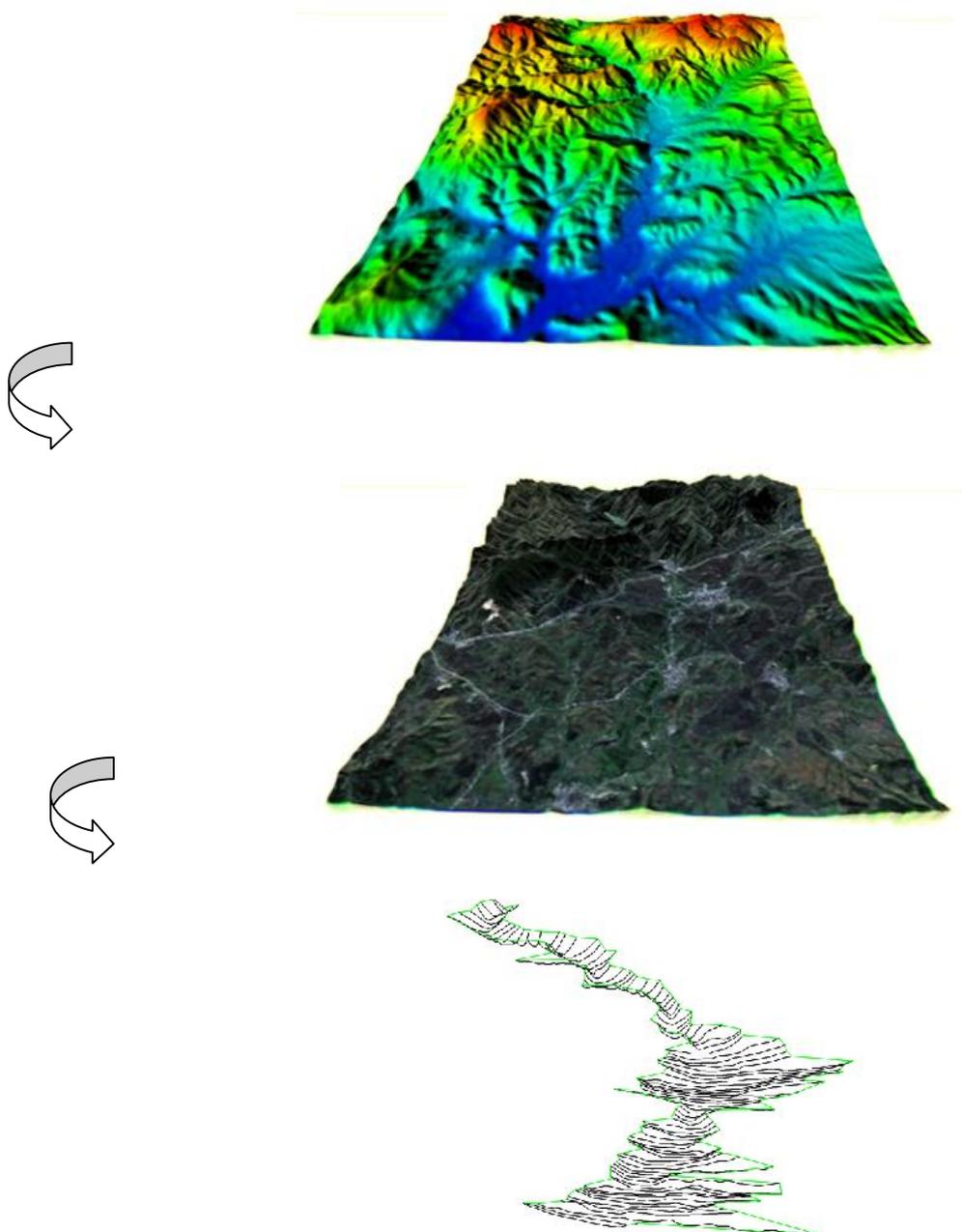


Figure 2.6. Étapes de création de la géométrie sous ArcGIS

Le choix des données d'entrée pour la définition de la géométrie de la rivière est très important puisque la précision des résultats dépend directement de la précision des données topographiques utilisées.

Dans la présente étude, nous allons utiliser le modèle numérique de terrain SRTM produit en collaboration entre la NASA et le METI (Japon). Ce MNT est disponible pour un pas (taille de pixel) de 30 m.

Le niveau de précision offert par les données SRTM paraît convenable à l'étude de rupture du barrage des Zardézas, de plus le MNT était localement enrichi par :

- La carte d'état-major au 1 / 50 000e.
- L'insertion de la bathymétrie de la retenue.
- Des données topographiques fournies par l'exploitant du barrage.

2.2. Paramétrage des modèles

Les coefficients de Manning introduits dans les deux modèles correspondent aux valeurs théoriques proposées par (Chow, 1859) une valeur de 0.05 a été adoptée dans les lits majeurs et de 0.033 dans le lit mineur. Le choix des coefficients de Manning a fait par la suite l'objet d'une analyse de sensibilité.

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.

Les profils en travers représentatifs du cours d'eau ont été interpolés pour avoir en premier lieu un espacement moyen de 300 m. Le choix de la distance entre les sections a fait par la suite l'objet d'une analyse de sensibilité.

Comme, les crues de ruptures de barrages entraînent des variations rapides de niveaux d'eau et de débits, leur analyse nécessite d'ajuster le pas de temps (time step) dans les modèles numériques selon une courte durée et ce, afin d'améliorer la précision et la stabilité de l'analyse. Ainsi, le pas de temps dans les deux logiciels a été ajusté à 60 secondes.

Le type de rupture choisi est une rupture quasi instantanée (en 6 minutes) de 9 plots de la partie centrale du barrage fondés en partie ou en totalité sur les grès rouges. La brèche est de forme rectangulaire et présente une largeur de 158 m. On estime que la rupture est initiée

lorsque le niveau d'eau atteint la cote 199 NGA. Les paramètres de la rupture ont été spécifiés dans la même manière dans les deux logiciels. Toutefois HEC RAS requiert la création d'une section supplémentaire représentant le barrage (Inline structure). À noter que cet ajout nécessaire à la création du modèle HEC RAS ne va pas affecter les résultats des calculs. (Heimrich)

L'hydrogramme de la crue décennale construit grâce à l'analyse hydrologique du bassin des Zardezas dans le chapitre 5 est introduit à la limite amont des deux modèles. La condition frontière aval était spécifiée de manières différentes dans les deux modèles, et ce parce que le logiciel MIKE11 permet de définir une condition frontière aval basée sur une courbe de tarage générée automatiquement par le logiciel. Le logiciel HEC RAS, dans sa version 4.1, n'est pas doté de cette option, la condition aval utilisée dans ce dernier a été définie à partir de la profondeur normale (basée sur la pente du thalweg entre les deux dernières sections modélisées). Selon Heimrich, (2006) ce genre de modification de condition aval n'entraîne pas de changement aux résultats obtenus par les deux modèles.

Les autres paramètres de calcul ont été définis lors des simulations :

- Le paramètre de pondération dans le modèle HEC-RAS a été choisi après plusieurs essais, la seule valeur qui a permis l'obtention d'une solution stable est celle de $\alpha = 0.9$, donc une étude de sensibilité vis-à-vis ce paramètre n'a pas pu être effectuée. La même valeur a été introduite dans MIKE 11 afin d'éviter d'éventuelles implications de α dans les différences des résultats. Il est à noter que le paramètre de pondération est fixé par défaut à 1 dans les deux logiciels.

- La valeur par défaut du nombre d'itérations maximum qui est égale à 20 dans HEC-RAS était ajustée à 40 afin de donner une solution stable. À noter qu'une valeur de 10 itérations (la valeur par défaut) dans MIKE11 a permis d'obtenir une solution stable.

Une fois les modèles montés, les simulations ont pu être entamées.

3. Résultats et discussion

3.1. Débit à l'ouvrage

La figure 3.6 montre les deux hydrogrammes déterminés au droit du barrage des Zardezas suite à sa rupture.

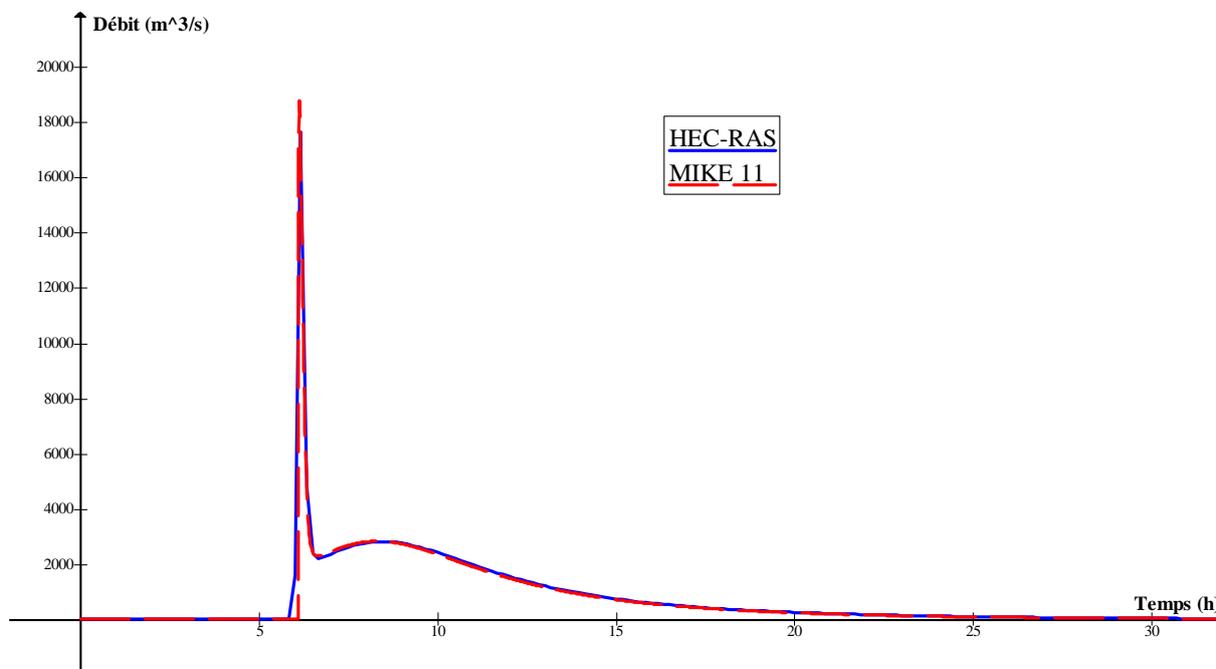


Figure 3.6. Hydrogrammes au barrage suite à sa rupture (MIKE11 et HEC RAS).

Sur la figure 3.6, on remarque que la différence de débit de rupture au niveau de l'ouvrage est relativement faible, elle n'est que de 7.77%; MIKE11 a estimé un débit de pointe de 18789 m³/s alors que HEC-RAS a estimé un débit de pointe de 17328 m³/s.

La forme des hydrogrammes est similaire, toutefois les temps de pointe sont légèrement différents, et ce, même si les paramètres de rupture ont été définis de la même manière dans les deux modèles. Ceci peut être expliqué par la différence entre les équations qui permettent de calculer le débit de pointe à l'ouvrage tel que montré dans le chapitre 3, notamment dans la façon qu'emploient les deux modèles pour le traitement des effets de submergence aval.

Afin de vérifier l'ordre de grandeur du débit de rupture estimé par HEC-RAS et MIKE 11 nous avons appliqué trois formules empiriques détaillées dans le paragraphe 2 du deuxième chapitre. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 1.6. Vérification du débit de rupture

| Méthode | Débit de pointe |
|---------------------|-----------------|
| Formule de Ritter | 17959 |
| Formule de Hagen | 14928 |
| Formule de Molinaro | 17212 |
| HEC-RAS | 17402 |
| MIKE 11 | 18789 |

On observe que les valeurs obtenues par les formules empiriques sont très proches des débits de pointe obtenus par les deux modèles.

3.2. Évolution du débit

La figure 4 montre les débits de pointe déterminés sur le tronçon modélisé.

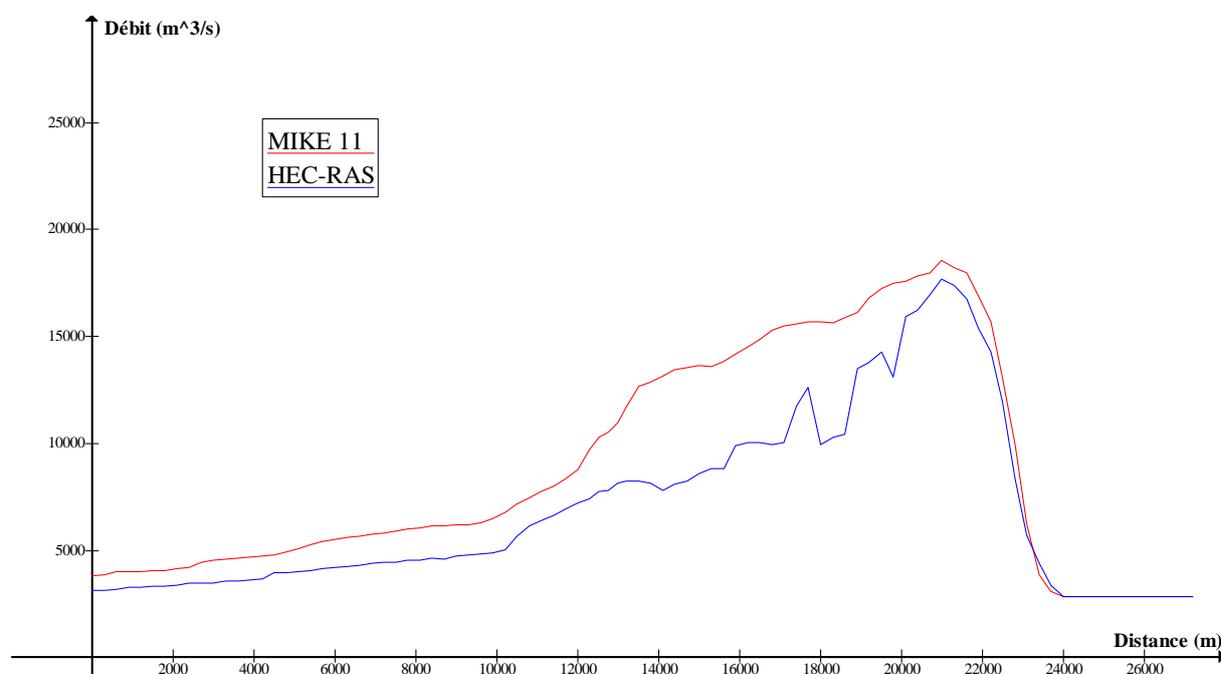


Figure 4.6. Profil des niveaux d'eau maximums suite à la rupture du barrage des Zardézas (HEC RAS et MIKE11).

Malgré que les débits de pointe au niveau du barrage à $X = 21000$ m estimés par les deux modèles sont très rapprochés, des écarts considérables ont été remarqués dans la totalité du tronçon modélisé. La pointe de l'onde de rupture dans HEC-RAS s'écrête plus rapidement que dans MIKE11 notamment dans la zone comprise entre les profils $X = 21000$ m et $X =$

13000 m on note également la présence de fluctuations dans la courbe produite par HEC-RAS. L'écart de débit dans cette partie peut atteindre $5500 \text{ m}^3/\text{s}$. Les écarts de débits se rétrécissent et se stabilisent en aval à environ $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en moyenne.

3.3. Profil des niveaux d'eau maximums :

La figure 5.6 montre les profils d'écoulement avec les niveaux maximums estimés par les deux modèles sur l'ensemble du tronçon modélisé, suite à la rupture du barrage des Zardézas.

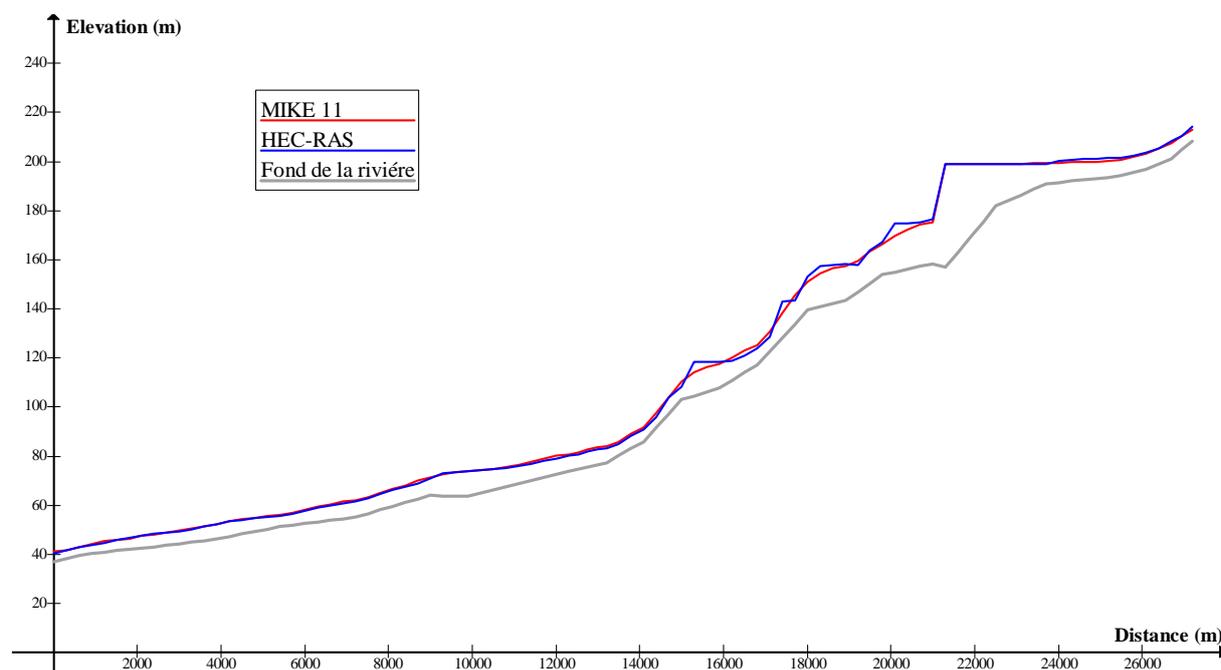


Figure 5.6. Débits de pointes atteintes suite à la rupture du barrage des Zardézas (HEC RAS et MIKE11).

Dans les premiers 7 Km à l'aval du barrage (entre les profils $x = 21000 \text{ m}$ et $x = 14000 \text{ m}$) où la vallée est plus accidentée on remarque d'importantes différences entre les deux modèles quant au niveau d'eau maximums atteints suite à la rupture du barrage des Zardézas. D'après les résultats de HEC-RAS la variation des niveaux des eaux dans cette partie présente d'importantes fluctuations, dans lesquelles HEC-RAS a surestimé le niveau maximal d'eau par rapport à MIKE 11 par des écarts qui varient entre 2 et 5.8 m.

Dans l'autre partie de la vallée caractérisée par une vallée large à faible pente de fond, les niveaux d'eau maximums déterminés par les deux codes de calcul sont pratiquement similaires alors que l'écart maximal est d'environ 0.4 m.

3.4. Vitesses maximales atteintes :

La figure (6.6) montre les vitesses maximales atteintes lors du passage de la crue de rupture du barrage des Zardezaz :

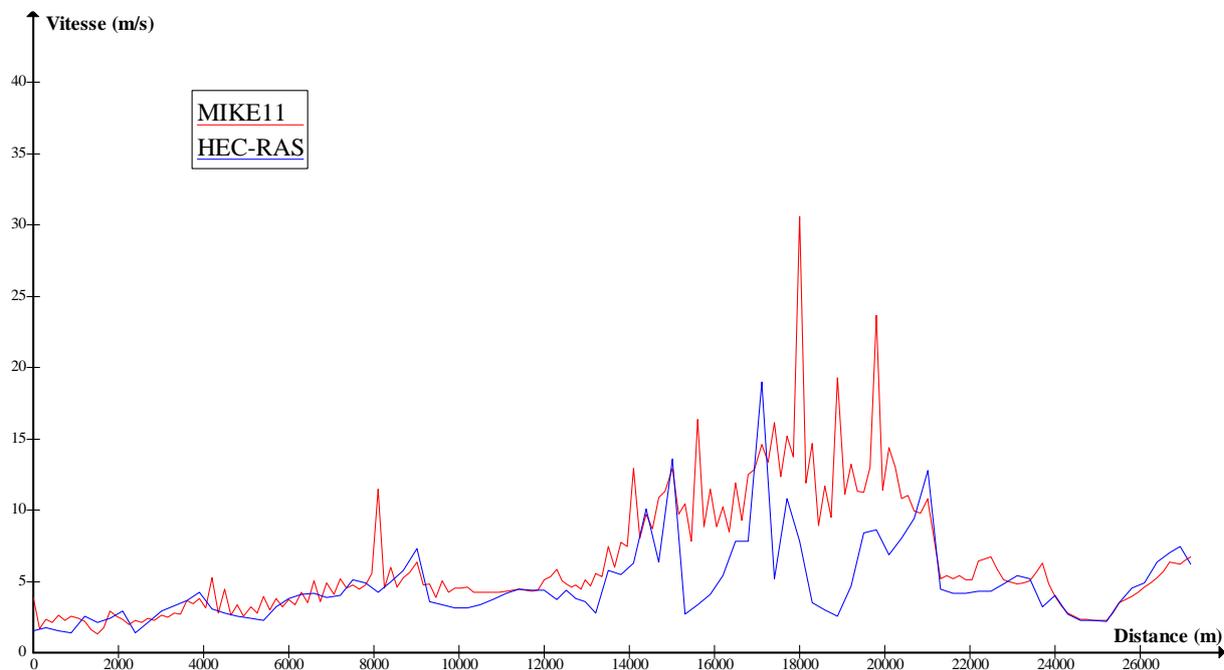


Figure 6.6. Vitesses maximales atteintes suite à la rupture du barrage des Zardezaz (HEC RAS et MIKE11).

On remarque une grande différence entre les vitesses estimées par les deux modèles, ces différences sont très évidentes dans la partie du Saf-Saf présentant des pentes raides c'est-à-dire entre les profils $X = 21000$ m et $X = 14000$ m. MIKE11 a estimé des vitesses beaucoup plus importantes que HEC-RAS, alors que l'écart maximal entre les deux modèles est 19 m/s.

Dans la partie aval, présentant des pentes de fond moins raides, les deux modèles ont abouti à des vitesses d'écoulement assez proches avec des écarts entre les vitesses de 1 m/s en moyenne.

3.5. Hydrogrammes de crue en aval du tronçon modélisé:

La figure (7.6) montre les hydrogrammes aval de l'oued Saf-Saf lors de la simulation avec les modèles numériques HEC RAS et MIKE 11.

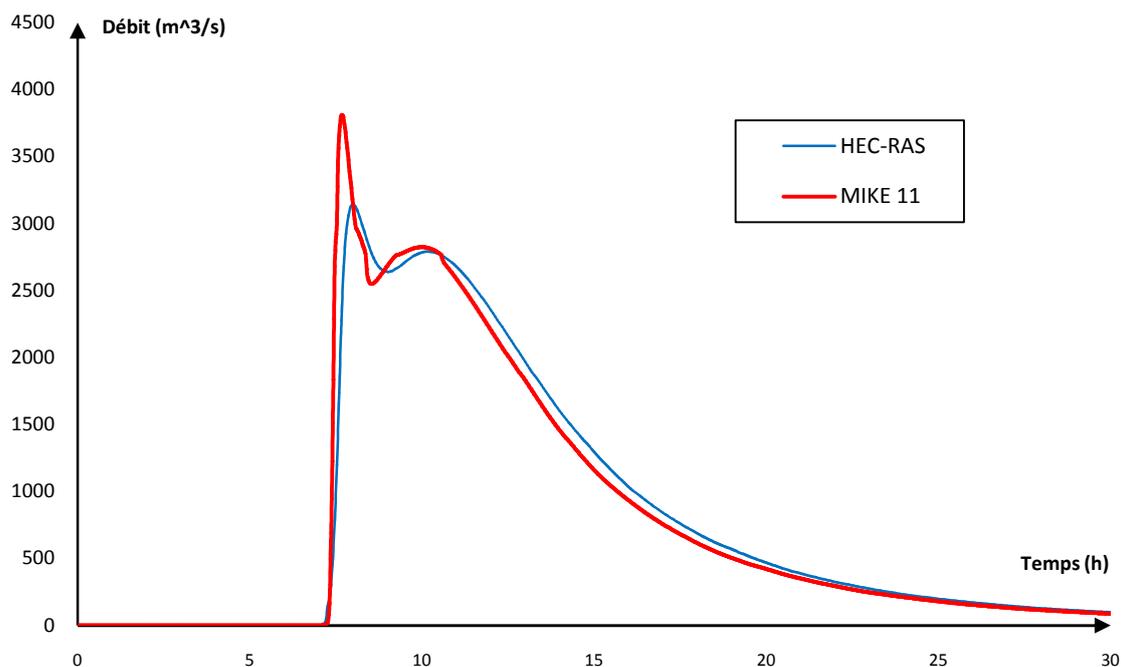


Figure 7.6. Hydrogrammes de crue en aval du tronçon modélisé (HEC-RAS et MIKE11).

On peut observer des différences notables entre les débits de pointe estimés par les deux modèles numériques à la fin du tronçon modélisé, alors que l'on obtient un débit de pointe d'environ $3766 \text{ m}^3/\text{s}$ avec le modèle MIKE 11 et d'environ $3143 \text{ m}^3/\text{s}$ avec le modèle HEC RAS.

Un déphasage d'environ 20 minutes est constaté entre les deux hydrogrammes. Toutefois, le volume sous ces courbes est le même si on considère tout le temps de la simulation qui est égale à 65 heures.

4. Analyse de sensibilité des résultats

Une analyse de sensibilité a été effectuée pour vérifier l'influence de différents paramètres de modélisation sur les résultats des deux modèles et éventuellement pour expliquer les différences entre les résultats présentés précédemment.

4.1. Sensibilité des résultats de MIKE11 à différents paramètres de modélisation

4.1.1. Influence du pas d'espace

Des simulations avec un espacement moyen entre les profils en travers de 150 m, 300 m, 600 m ont été effectuées afin d'analyser la sensibilité des résultats. À noter que des pas d'espace de 50 m et de 700 m n'ont pas abouti à des solutions stables dans les deux modèles.

4.1.1.1. Influence du pas d'espace sur les débits de pointe

La figure suivante montre les débits de pointes estimés par MIKE11 pour différents pas d'espaces :

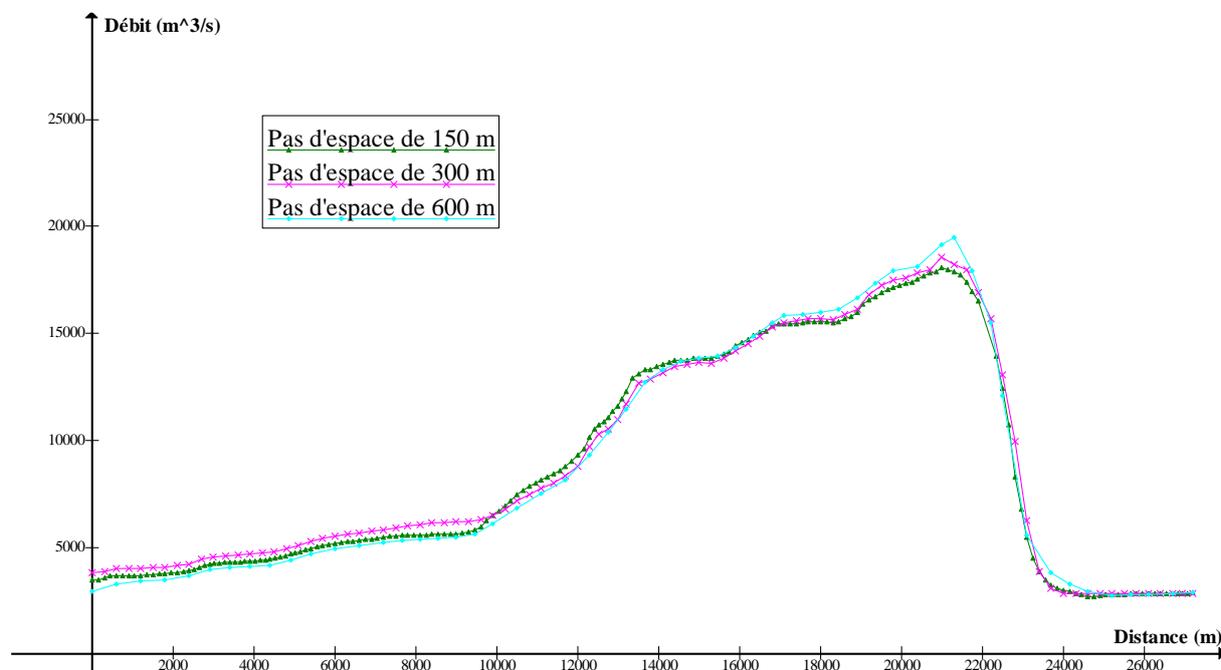


Figure 8.6. Influence du pas d'espace sur les débits de pointes (MIKE11)

On remarque que les débits de pointes obtenus par différents pas d'espace sont très proches, les plus grands écarts sont remarqués dans la zone comprise entre le barrage et le profil X = 17000 m, les écarts maximums sont enregistrés dans cette partie ayant des valeurs de 1100 m³/s et de 520 m³/s, dans la partie aval l'écart moyen est de 300 m³/s.

4.1.1.2. Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales des eaux

Les hauteurs maximales des eaux atteintes lors du passage de la crue de rupture du barrage des Zardézas sont obtenues en calculant la différence entre les profils des niveaux d'eau maximums et initiaux.

La figure suivante montre les hauteurs estimées par MIKE11 pour différents pas d'espaces :

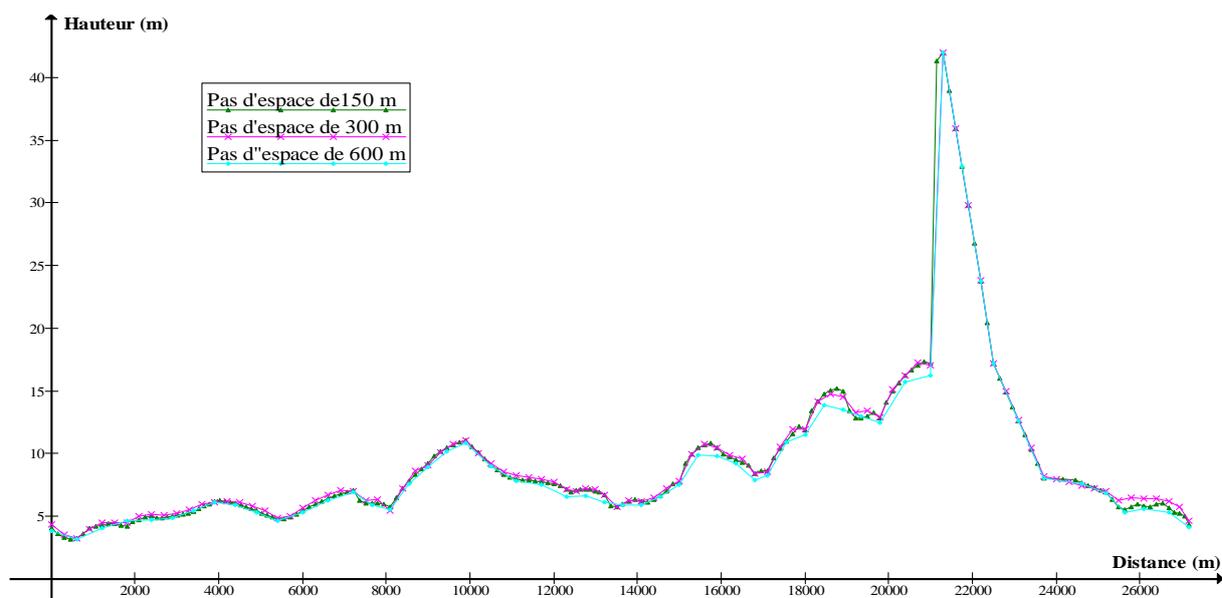


Figure 9.6. Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales (MIKE11)

Les hauteurs produites sont très proches le long de la vallée du Saf-Saf, les plus grandes différences ont été observées entre les profils $X= 21000$ m et $X = 12000$ m et les écarts maximums se situent entre 0.3 et 1 m. Dans l'autre partie, l'écart se stabilise à 0.25 m en moyenne.

4.1.1.3. Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales

La figure suivante montre les vitesses maximales estimées par MIKE11 pour différents pas d'espaces :

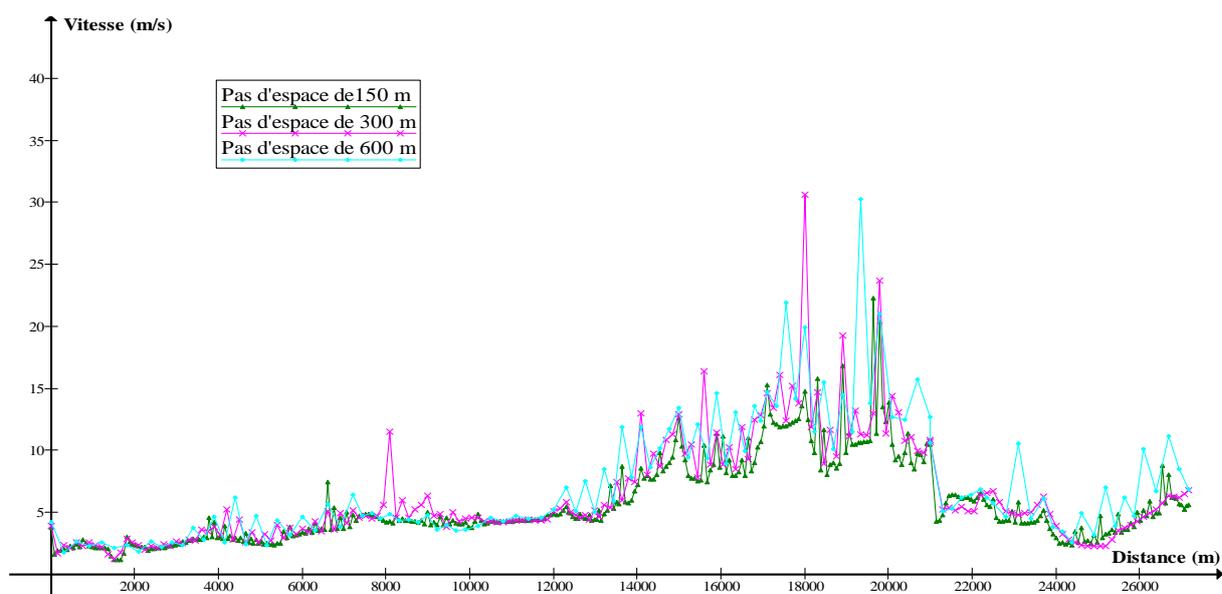


Figure 10.6. Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales (MIKE11)

Les vitesses sont confondues le long de la vallée, les plus grandes différences sont remarquées entre les profils X=21000 m et X= 12000 m, soit la partie la plus raide de la zone d'étude, les écarts maximums se situent entre 11 m/s et 16 m/s. À l'aval l'écart se réduit à 2 m/s en moyenne.

4.1.2. Influence du coefficient de rugosité

Les gammes des coefficients de Manning utilisés dans cette analyse pour le lit mineur et les rives inondables sont respectivement comme suit :

- moyen : [0.033 ; 0.05]
- majoré : [0.05 ; 0.07]
- minoré : [0.025 ; 0.04]

4.1.2.1. Influence du coefficient de rugosité sur le débit

La figure (11.6), résultat du modèle MIKE 11, présente la variation de débit le long de la vallée en fonction de la rugosité :

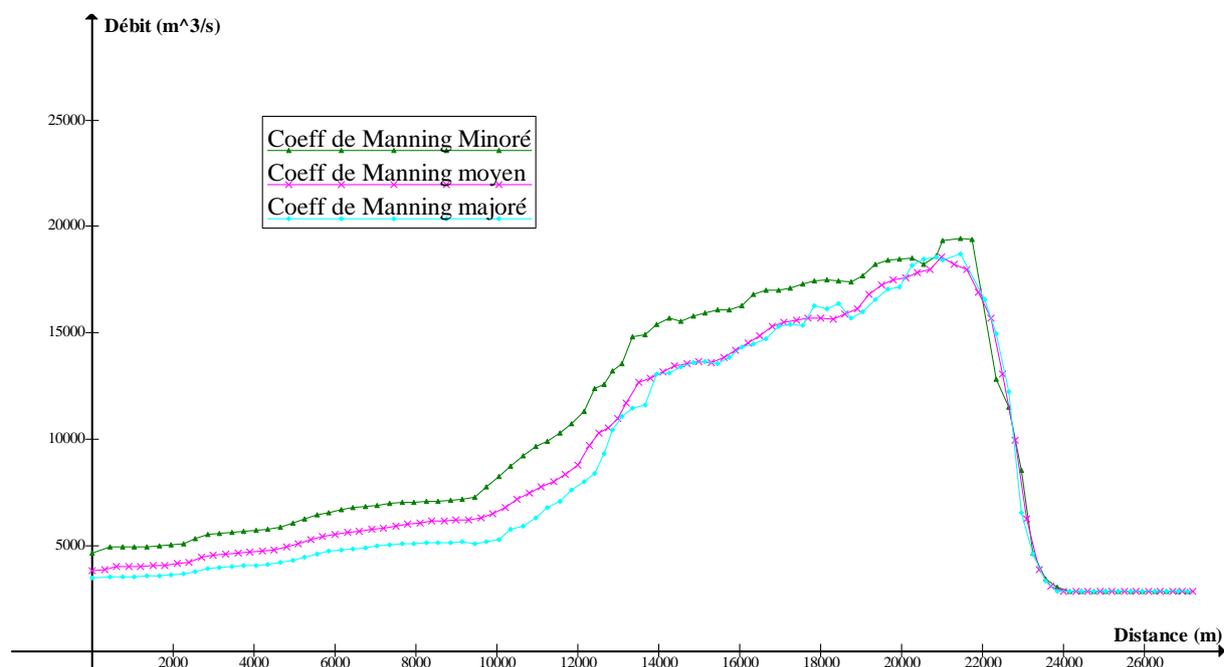


Figure 11.6. Influence du coefficient de Manning sur les débits de pointe (MIKE11)

On remarque que dans les premiers 1000 m en aval du barrage les débits obtenus sont très proches peu importe la gamme des coefficients de rugosité adoptée. Les valeurs de débit s'écartent à partir du profil X = 20000 m jusqu'à la fin du tronçon. Les valeurs des débits sont

décroissantes avec les valeurs de rugosité pratiquement dans la quasi-totalité de la vallée modélisée.

La plage des écarts maximums se situe entre les profils X =20000 m et X =12000 m, on enregistre un écart maximal de 2300 m³/s, cette importante augmentation de débit est due à l'accroissement de la pente dans cette partie. Après le profil X =12000 l'écart se stabilise à environ 770 m³/s.

4.1.2.2. Influence du coefficient de rugosité sur les hauteurs d'eau

La figure suivante montre la variation des hauteurs maximales des eaux calculées par MIKE 11 en fonction de la rugosité :

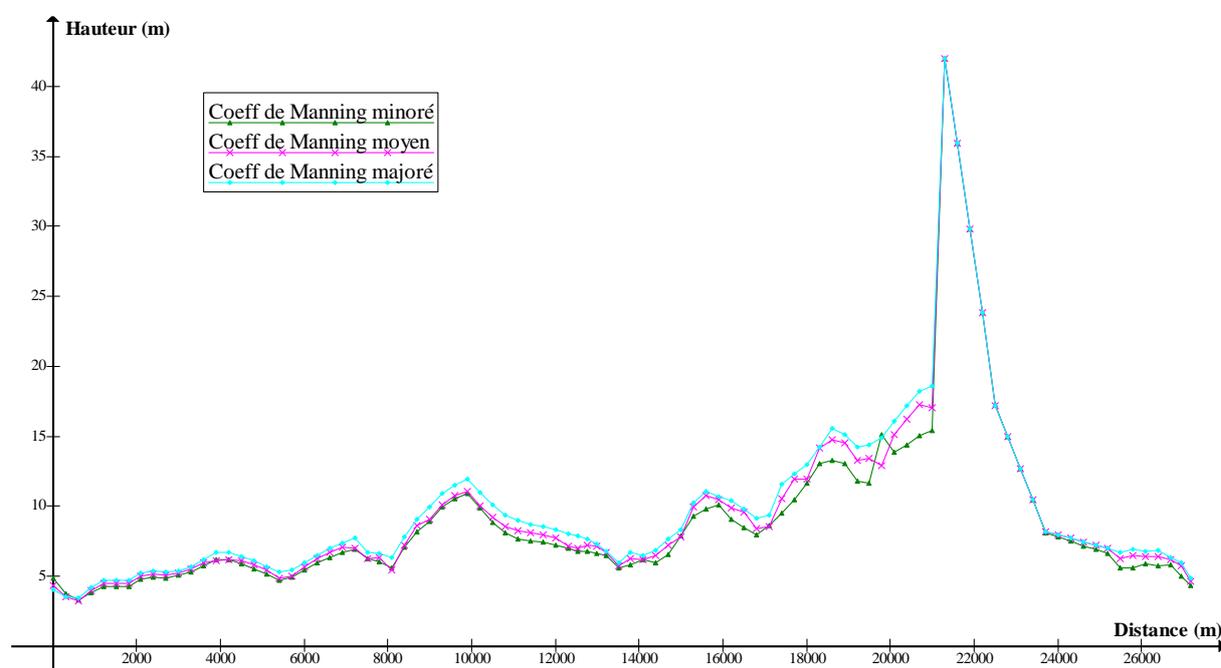


Figure 12.6. Influence du coefficient de Manning sur les hauteurs maximales (MIKE11)

La figure (12.6) montre une fonction d'ordre croissant entre la hauteur d'eau et la valeur de rugosité. Toutefois, dans les premiers 2000 m après le barrage on remarque que les hauteurs d'eau sont confondues, l'écart maximal est atteint dans cette partie il est de 2.22 m, après le profil X= 19000 m l'écart commence à diminuer il se stabilise à X=15000 m avec une moyenne de 0.4 m.

4.1. 2. 3. Influence du coefficient de rugosité sur les vitesses d'écoulement

La figure suivante montre la variation des vitesses maximales des eaux calculées par MIKE 11 en fonction de la rugosité :

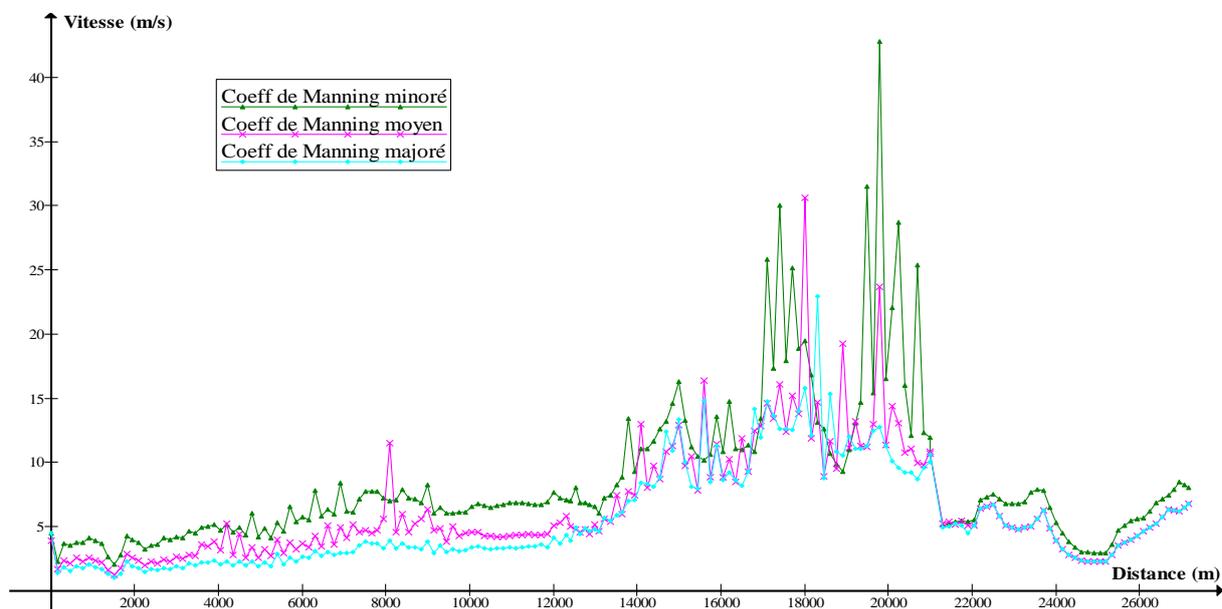


Figure 13.6. Influence du coefficient de Manning sur les vitesses maximales (MIKE11)

On remarque dans la figure que les valeurs des vitesses sont à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité, l'exception est remarquée entre les profils X= 19500 m et X = 18000 m.

La plage des écarts maximaux se situe entre les profils X=18000 m et 14000 m, on enregistre un écart maximal de 14 m/s, cette importante augmentation de vitesse est due à l'accroissement de la pente dans cette partie.

Après le profil X= 14000 m l'écart commence à diminuer et à se stabiliser à 2 m/s en moyenne.

4.2. Sensibilité des résultats de HEC-RAS à différents paramètres de modélisation

4.2.1. Influence du pas d'espace

4.2.1.1. Influence du pas d'espace sur les débits de pointe

La figure suivante montre les débits maximaux estimés par HEC-RAS pour différents pas d'espaces :

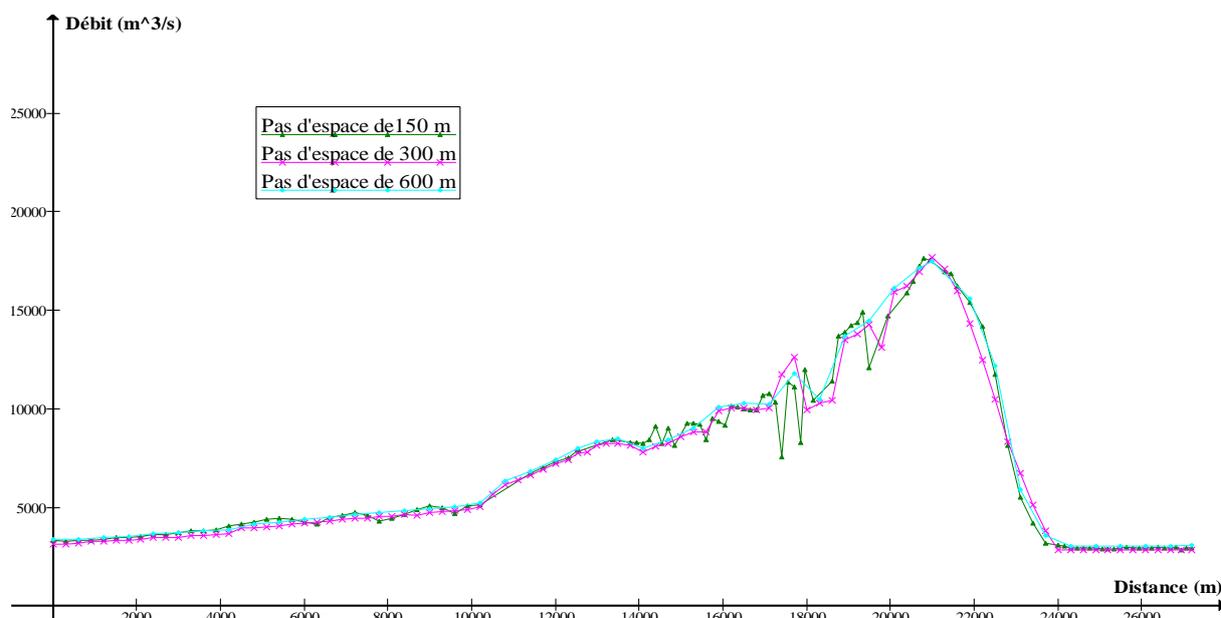


Figure 14.6. Influence du pas d'espace sur les débits de pointe (HEC-RAS)

Les différences entre les débits de pointe calculés en utilisant des pas de temps différents sont très claires entre les profils $X=21000$ m et $X=14000$ m. Le pas d'espace de 150 m provoque des fluctuations très importantes, dans cette zone présentant des pentes très raides les écarts maximaux se situent entre 2500 m³/s et 1300 m³/s. Dans l'autre partie, l'écart se rétrécit à 120 m³/s en moyenne.

4.2.1.2. Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales des eaux

La figure suivante montre les hauteurs estimées par HEC-RAS pour différents pas d'espaces :

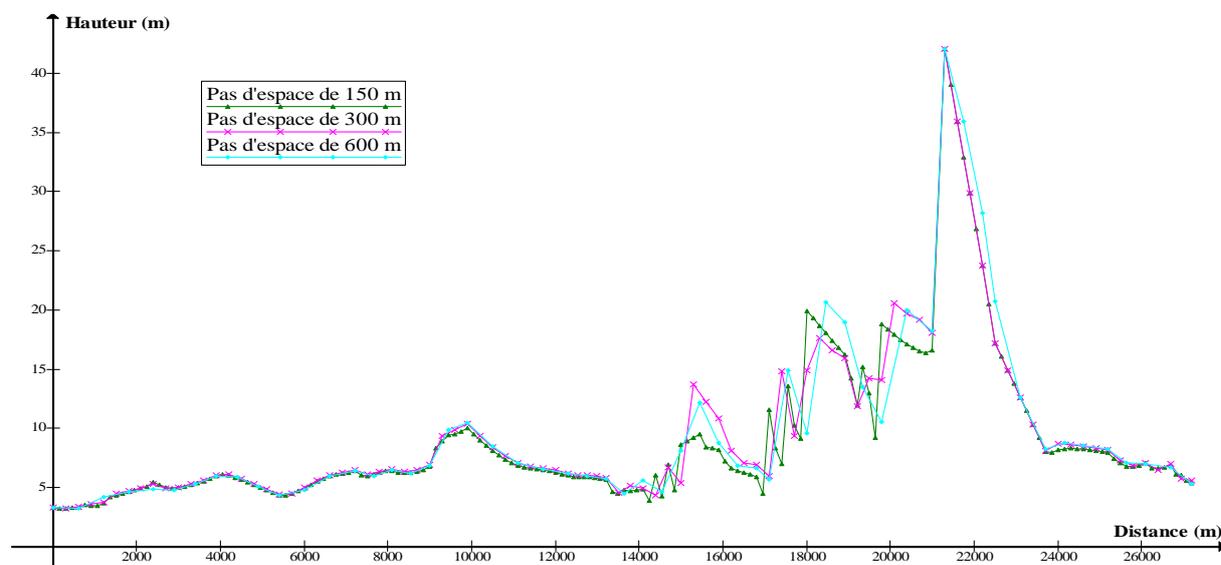


Figure 15.6. Influence du pas d'espace sur les hauteurs maximales (HEC-RAS)

Dans la première partie après le barrage qui se situe entre $X = 21000$ m et $X = 14000$ m on remarque que les hauteurs d'eau sont confondues et que les écarts sont importants, ils varient entre 5 et 1.6 m, ceci peut être dû à la configuration de l'oued dans cette partie.

À partir du profil $X = 14000$ m les écarts diminuent et se stabilisent à seulement 0.3 m en moyenne.

4.2.1.3. Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales

La figure suivante montre les vitesses maximales estimées par HEC-RAS pour différents pas d'espaces :

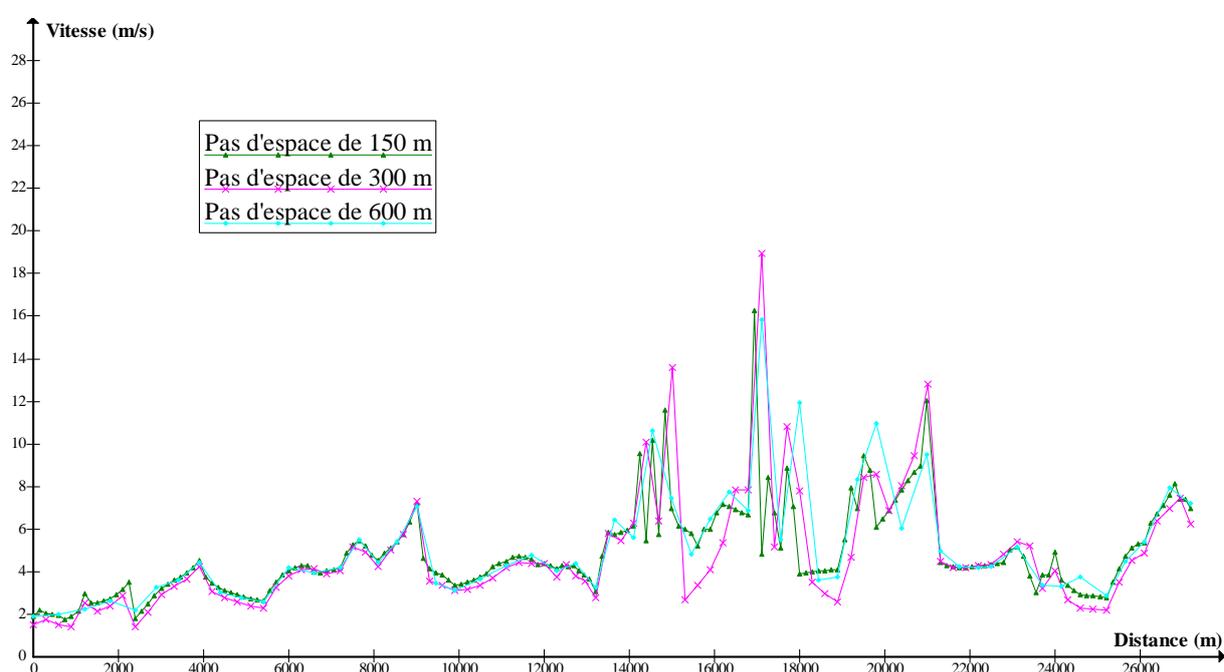


Figure 16.6. Influence du pas d'espace sur les vitesses maximales (HEC-RAS)

Les vitesses sont confondues tout le long du tronçon, les plus grands écarts sont situés entre les profils $X = 21000$ m et $X = 14000$ m, les écarts maximaux varient entre 3 m/s et 2.73 m/s dans cette partie. L'écart se stabilise à partir du profil $X = 14000$ m à 0.6 m/s en moyenne.

4.2.2. Influence du coefficient de rugosité

4.2.2.1. Influence du coefficient de rugosité sur le débit

La figure suivante présente la variation des débits de pointe calculés par HEC-RAS en fonction de la rugosité sur tout le tronçon modélisé :

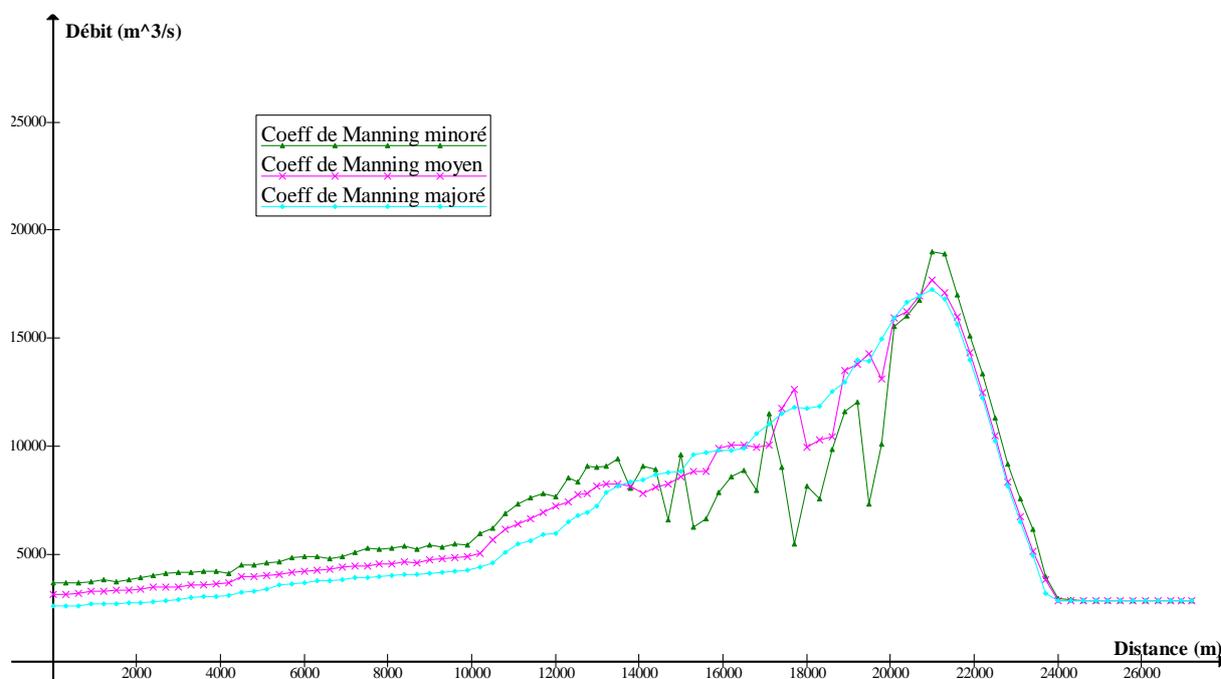


Figure 17.6. Influence du coefficient de Manning sur le débit de pointe (HEC-RAS)

Les valeurs de débits calculés par HEC-RAS avec différentes gammes de rugosité sont très proches dans les premiers 1000 m à l'aval du barrage. Les valeurs de débits s'écartent à partir du profil $X = 20000$ m jusqu'à la fin du tronçon étudié.

On observe entre les profils $X = 20000$ m et $X = 14000$ m, que les débits maximums obtenus par les différentes gammes de coefficients de Manning sont confondus, une confusion due à des fluctuations au niveau des courbes avec successions des pics importants, ces fluctuations augmentent considérablement en diminuant le coefficient de Manning, L'écart maximal de débit dans cette partie varie entre $1700 \text{ m}^3/\text{s}$ et $7000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Après le profil $X = 14000$ m, les valeurs des débits deviennent à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité. L'écart entre les débits se réduit à $600 \text{ m}^3/\text{s}$ en moyenne.

4.2.2.2. Influence du coefficient de rugosité sur les hauteurs d'eau

La figure suivante montre la variation des hauteurs maximales des eaux estimées par HEC-RAS en fonction de la rugosité :

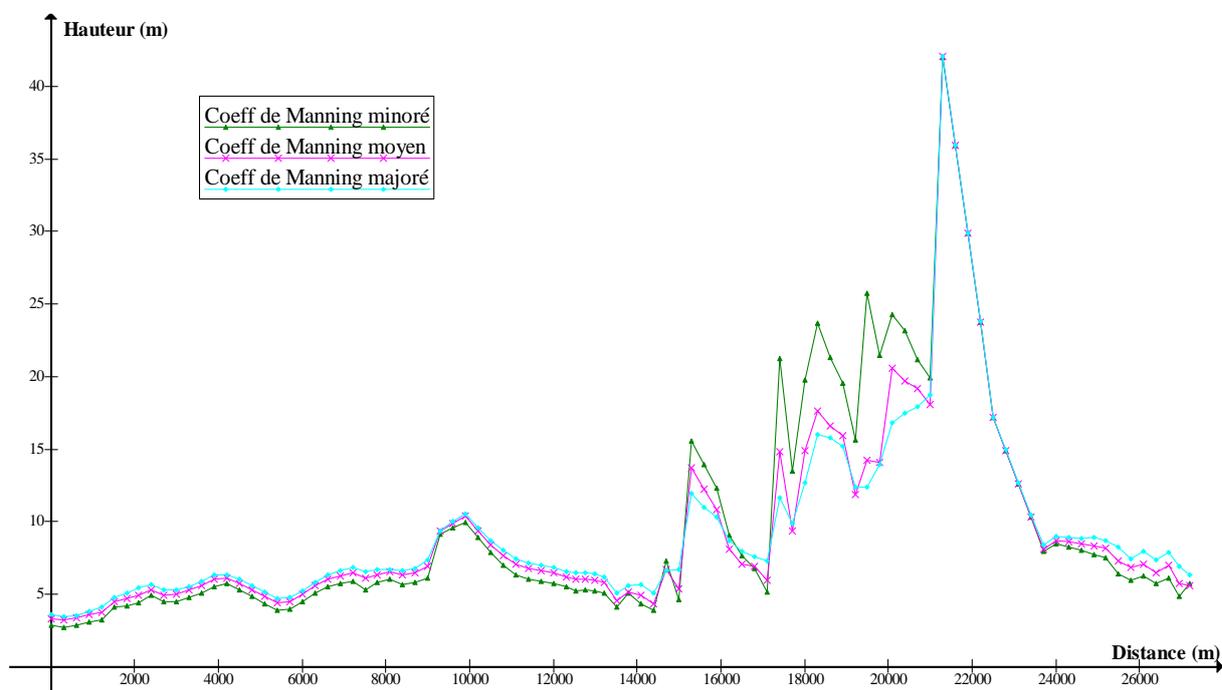


Figure 18.6. Influence du coefficient de rugosité sur les hauteurs d'eau (HEC-RAS)

Dans la première partie qui débute du barrage $X=21000$ m jusqu'au profil $X=15000$ m on remarque la présence de fluctuations, les valeurs des hauteurs d'eau sont pratiquement à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité, les fluctuations sont plus importante en diminuant les valeurs de rugosité, l'écart maximal est atteint dans cette partie il est de 2.22 m.

Alors qu'à partir du profil $X=15000$ m jusqu'au profil $X=0$ m, les valeurs des hauteurs d'eau sont à l'ordre croissant avec les valeurs de rugosité. Dans cette partie l'écart diminue et se stabilise à 0.4 m en moyenne.

4.2.2.3. Influence du coefficient de rugosité sur les vitesses d'écoulement

La figure suivante montre la variation des vitesses maximales des eaux estimées par HEC-RAS en fonction de la rugosité :

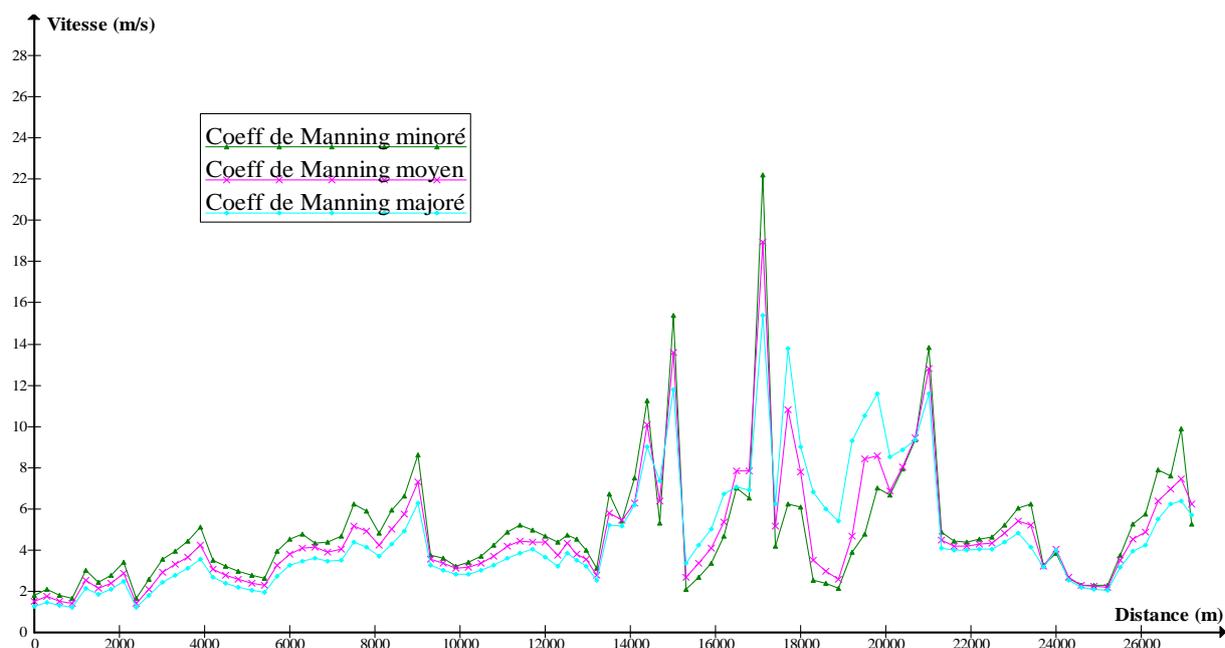


Figure 19.6. Influence du coefficient de rugosité sur les vitesses d'écoulement (HEC-RAS)

Dans la première partie qui débute du barrage $X= 21000$ m jusqu'au profil $X= 15000$ m, marquée par la présence de fluctuations, dans la quasi-totalité du tronçon les valeurs des hauteurs d'eau sont pratiquement à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité, l'écart maximal est atteint dans cette partie il est entre 2.87 m et 4.5 m.

À partir du profil $X= 15000$ m jusqu'à la limite aval, les valeurs des hauteurs d'eau sont à l'ordre croissant avec les valeurs de rugosité. L'écart commence à diminuer et à se stabiliser à 0.5 m en moyenne.

4.3. Interprétation des résultats:

D'après les résultats des deux modèles, les coefficients de rugosité ont une influence importante sur les débits, hauteurs et vitesses de l'onde de rupture exceptée dans l'aval immédiat du barrage. Ce qui concorde avec la théorie de Hervout (2001) qui explique ce fait par la dominance des phénomènes d'inertie devant ceux de frottement dans l'aval immédiat d'un barrage rompu.

Les figures (12.6) et (14.6) résultats du modèle MIKE11, montrent que les valeurs des débits et des vitesses sont à l'ordre décroissant avec les valeurs de rugosité, alors que la figure (13.6) montre une fonction d'ordre croissant entre la hauteur d'eau et la valeur de rugosité.

Par contre dans les figures (18.6) et (20.6) résultats du modèle HEC-RAS, nous avons constaté que les valeurs des débits et des vitesses sont à l'ordre croissant avec les valeurs de rugosité dans les premiers 7 km après le barrage présentant de fortes pentes de fond et deviennent à l'ordre croissant avec les valeurs de rugosité dans l'autre partie du tronçon.

Dans la figure (19.6) on constate une fonction d'ordre décroissant entre la hauteur d'eau et la valeur de rugosité dans la partie raide de la vallée et une fonction d'ordre croissant entre la hauteur d'eau et la valeur de rugosité dans la partie douce.

Ceci peut être causé par des problèmes de convergences dans la résolution dynamique des équations de Saint Venant dus aux changements brusques dans le régime d'écoulement dans cette partie qui présentent des pentes localement fortes. (Fread, 1998).

La variation du pas d'espace a une influence moins importante sur les résultats de cette étude, cette influence était plus nette dans la zone la plus pentue de l'oued Saf-Saf, en effet le pas d'espace a un lien direct avec les paramètres reliés à la débitance dans l'équation de Manning en particulier avec la ligne d'énergie entre deux profils.

Il faut rappeler qu'on n'a pas pu effectué des simulations avec des pas de 50 m et de 700 m jugés respectivement très rapprochés et très éloignés pour permettre de calculer la Débitance.

Conclusion

Les modèles HEC-RAS et MIKE 11 ont permis de simuler l'onde de rupture du barrage des Zardézas sur une longueur de 27 km jusqu'à l'aval de la cité rurale Sahki Ahmed ; en considérant une rupture quasi instantanée de 9 plots du barrage concomitante avec une crue décamillénale.

La première remarque faite lors des analyses c'est la souplesse de MIKE11 par rapport à HEC-RAS dans le choix des différents paramètres de simulation.

Les débits de pointe au droit du barrage obtenus par les deux logiciels ont été quasiment identiques du fait que MIKE 11 a estimé une valeur de $18789 \text{ m}^3/\text{s}$ et HEC-RAS $17402 \text{ m}^3/\text{s}$.

La propagation des hydrogrammes de rupture dans MIKE11 et HEC-RAS a permis de constater que les résultats des deux modèles s'écartent sur l'ensemble des résultats hydrauliques dans les zones présentant de fortes pentes longitudinales, tandis qu'ils se rapprochent dans les parties douces du tronçon modélisé.

Des analyses de sensibilité des résultats des deux codes de calcul envers deux principaux paramètres de calcul à savoir les pas d'espace et la rugosité ont été effectuées. On a constaté que le coefficient de rugosité est le paramètre qui a le plus d'influence sur les résultats dans les deux logiciels.

On a également constaté que les changements des coefficients de rugosité dans le modèle HEC-RAS entraînent des erreurs dans les calculs ainsi que d'importantes fluctuations au niveau des débits et des hauteurs d'eaux ceci se traduit par des écarts considérables entre les résultats et ce, en particulier dans la partie raide de la vallée.

Ces constatations nous emmènent, à conclure que MIKE 11 est mieux adapté que HEC-RAS pour ce cas d'étude. Par conséquent, les résultats obtenus par MIKE 11 ont été transférés vers le SIG pour le dessin des zones inondables et l'analyse des risques afin d'établir un plan particulier d'inondation en cas de rupture du barrage des Zardezas.

Ce travail a fait l'objet de :

Communications internationales :

- Communication intitulée « Evaluation des conséquences dans la zone aval en cas de rupture du barrage Zardezas ». Deuxième Séminaire International Euro-Méditerranéen Aménagement du Territoire, Gestion des Risques et Sécurité Routière, 25-27 septembre 2012, Batna, Algérie.
- Communication intitulée « Prévision des risques dus à la rupture du barrage des Zardezas, Skikda, Algérie ». Congrès International Matériaux & Stabilité Structurale, 27-30 Novembre 2013, Rabat, Maroc.
- Communication intitulée « Etude de l'impact des crues déversées par le barrage des Zardézas sur les ouvrages d'arts en aval ». Colloque international "La Géomatique, ses Applications en Géosciences et en Aménagement du Territoire", 2-3 décembre 2014, Constantine, Algérie.
- Communication intitulée « Prévision des risques dus à la rupture du barrage des Zardezas 'Skikda, Algérie' ». Colloque international "Sols eau et environnement CISEE'14", 10-11 Novembre 2014, Annaba, Algérie.

Communications nationales :

- Communication intitulée « Evaluation des conséquences dans la zone aval en cas de rupture du barrage Zardezas ». Le 1er Séminaire national des Géorisques, 04-05 Décembre 2012, Jijel, Algérie.

Deux publications internationales :

- Derdous O., Djemili L., Bouchehed H., Bouguerra H. 2015. Dam Break Flood Forecasting Via MIKE 11: Case Study of Zardezas Reservoir in Skikda, Algeria. Dam Engineering. Vol. XXV. Issue 3. p. 91-101.

- Derdous O., Djemili L., Bouchehed H., Tachi S.E. 2015. A GIS based approach for the prediction of the dam break flood hazard – A case study of Zardezas reservoir “Skikda, Algeria”. Journal of Water and Land Development. No. 27 p. 15–20.

Chapitre 7 : Élaboration d'un plan particulier d'intervention en cas de rupture du barrage des Zardezas

Introduction

En conséquence des résultats obtenus par le modèle numérique MIKE 11, un plan particulier d'intervention a été mise au point pour faire face à la rupture du barrage des Zardézas, ce plan comporte des cartes détaillées des zones inondables ainsi qu'un ensemble de mesures d'alerte et d'intervention visant à réduire les risques associés à la rupture du barrage.

Les profile des élévations maximales des eaux estimées par le modèle MIKE 11 ainsi que les profiles des élévations des eaux à différents instants après la rupture du barrage ont été exportées vers le système d'information géographies Arc GIS afin de construire un support cartographique nécessaire à la réalisation du plan particulier d'intervention pour le barrage des Zardézas.

1. Définition d'un plan particulier d'intervention (PPI)

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

Le plan particulier d'intervention comporte entre autres : les cartes d'inondation, les temps d'arrivé de l'onde, les moyens d'alerte et de secours mobilisable et les modalités de mise en œuvre de ces moyens, le zonage, la liste des communes, les mesures d'information et de protection des populations, les mesures de diffusion de l'alerte et les mesures d'urgence en cas de danger immédiat. (Marche C. 2008).

2. Cartes d'inondation

L'analyse de la cartographie des hauteurs de submersion maximales dans le système d'information géographies Arc GIS traduit:

- Au niveau du village des Zardézas, de 8 à 14 m d'eau sont atteints dans le lit du Saf-Saf. Le nombre de bâtiments exposés est estimé à 370. Les vitesses d'eau dans le village peuvent dépasser les 10 m/s.

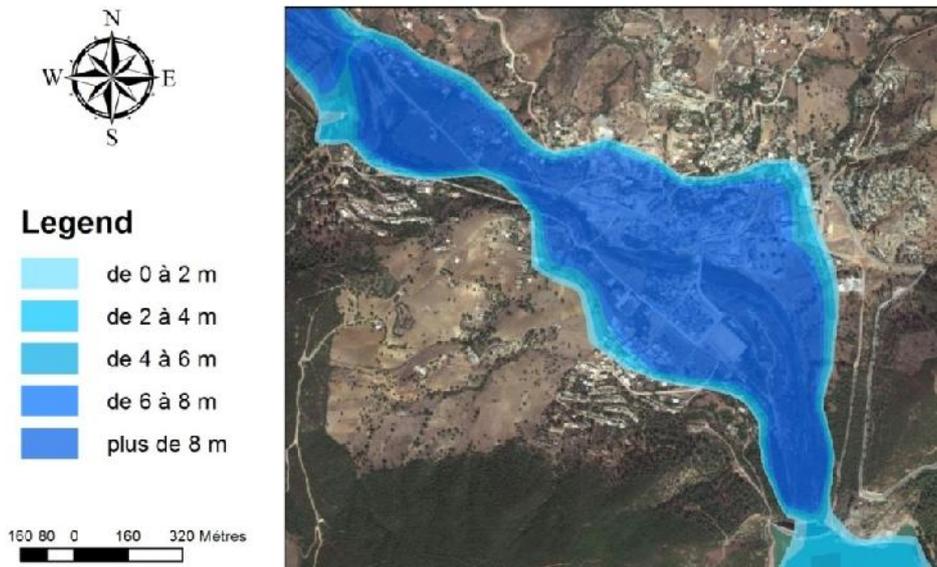


Figure 1.7. Village des Zardézas, hauteurs d'eaux maximales

- À Saïd Bousbaa, environ 120 habitations subissent des submersions de 2 à 6 m de hauteur. Dans cette partie les vitesses maximales peuvent atteindre les 5 m/s.

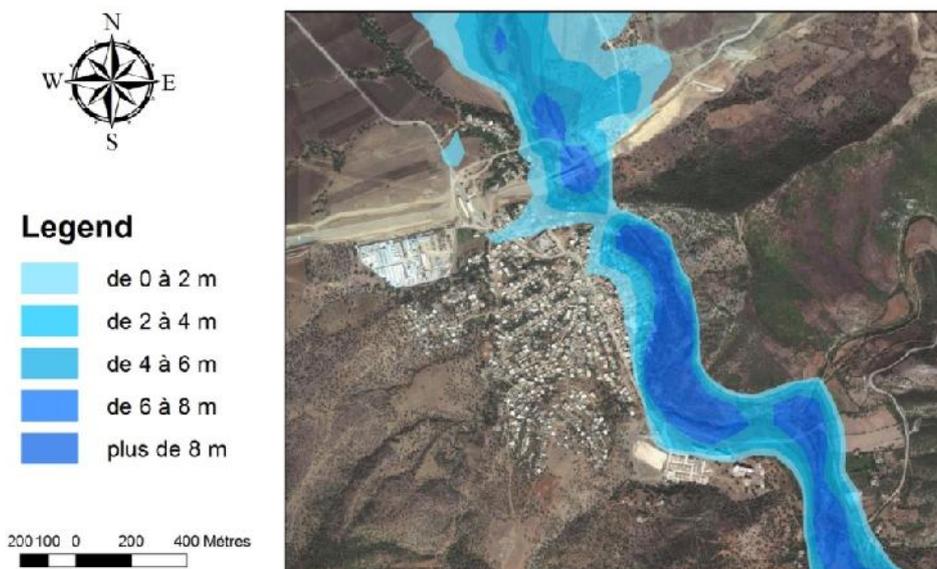


Figure 2. 7. Village Saïd Bousbaa, hauteurs d'eaux maximales

- Au niveau de la ville El Harrouch, quelques infrastructures en pied de versant subissent des submersions de plus de 2 m d'eau avec des vitesses élevées de l'ordre de 4 m/s.

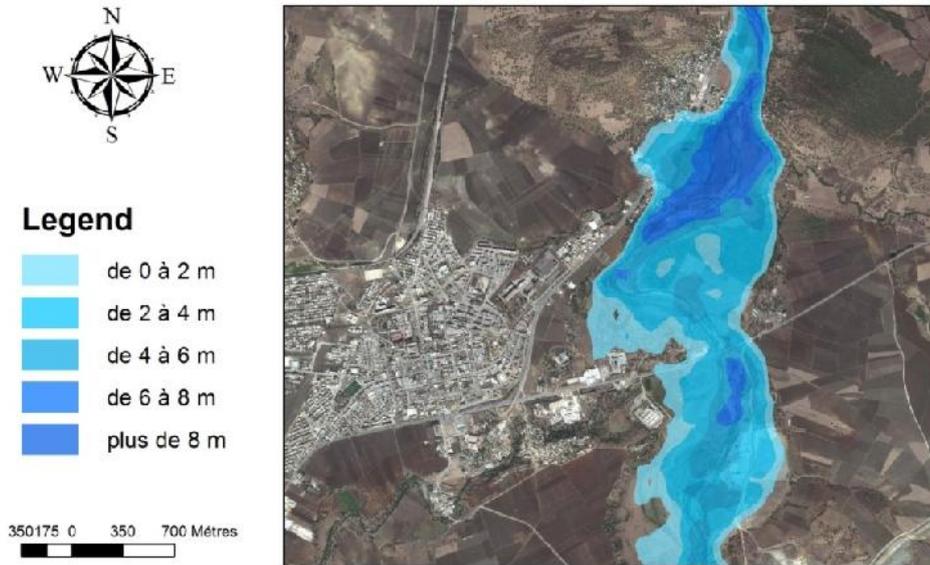


Figure 3.7. Ville El Harrouch, hauteurs d'eaux maximales

- À Salah Bouchaour où le lit majeur s'élargit et favorise l'étalement des eaux, 16 infrastructures subissent des hauteurs de submersions comprises entre 1 et 2 m avec des vitesses de l'ordre de 3 m/s.

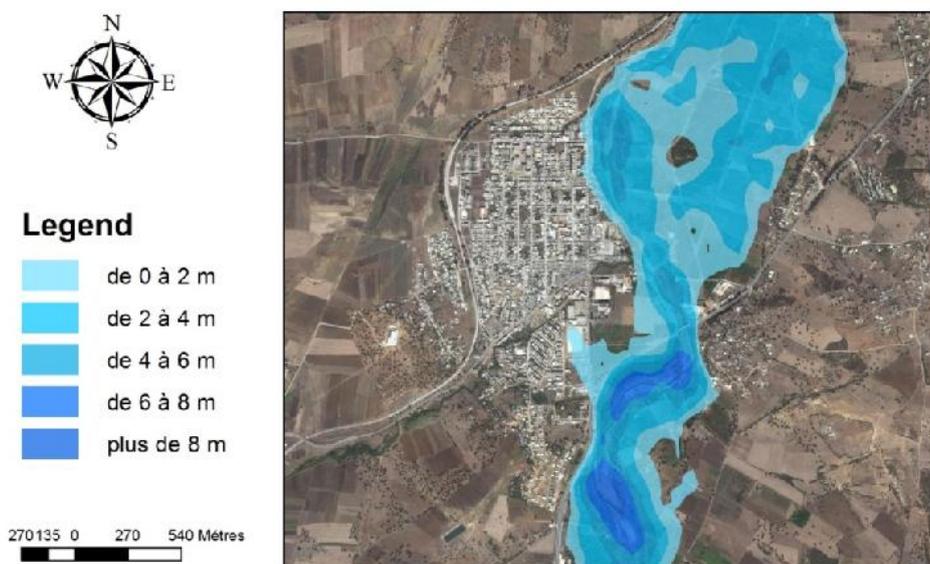


Figure 4.7. Village Salah Bouchaour, hauteurs d'eaux maximales

- À Sahki Ahmed, le champ d'inondation reste limité au fond de vallée, toutefois quelques constructions sont submergées par des hauteurs d'eau de l'ordre de 1 m avec des vitesses maximales qui s'élèvent à 2 m/s.

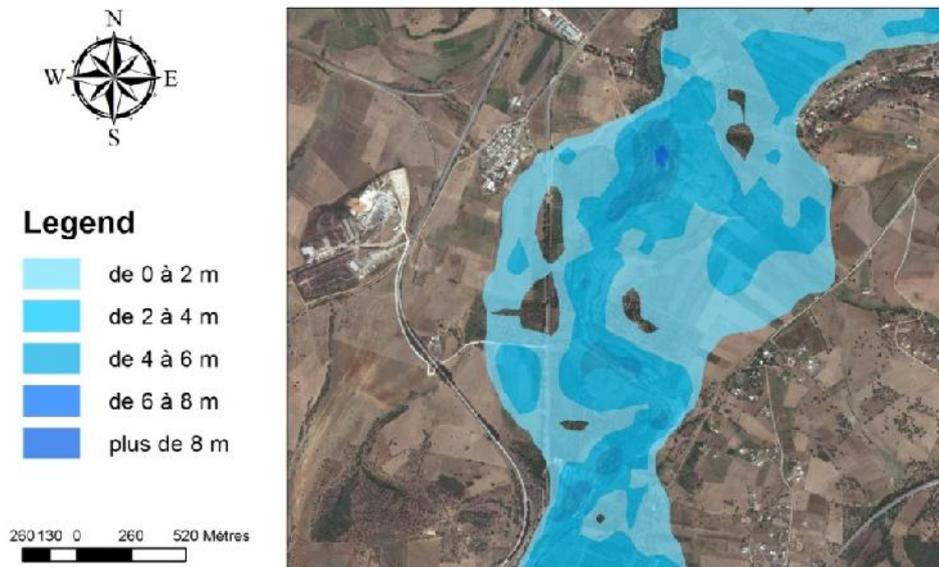


Figure 5.7. Village Sahki Ahmed, hauteurs d'eaux maximales

3. Temps d'arrivée de l'onde de rupture

Les temps de propagation de l'onde de rupture sont l'un des critères les plus importants à prendre en compte lors de la définition de l'ensemble des mesures d'alerte et d'évacuation visant à diminuer les conséquences qui se produiraient dans la zone aval en cas de rupture de barrage.

Les figures suivantes présentent une visualisation de la propagation prévue ainsi que la position géographique des enjeux.



Figure 6.7. Inondation prévue 15 min après la rupture

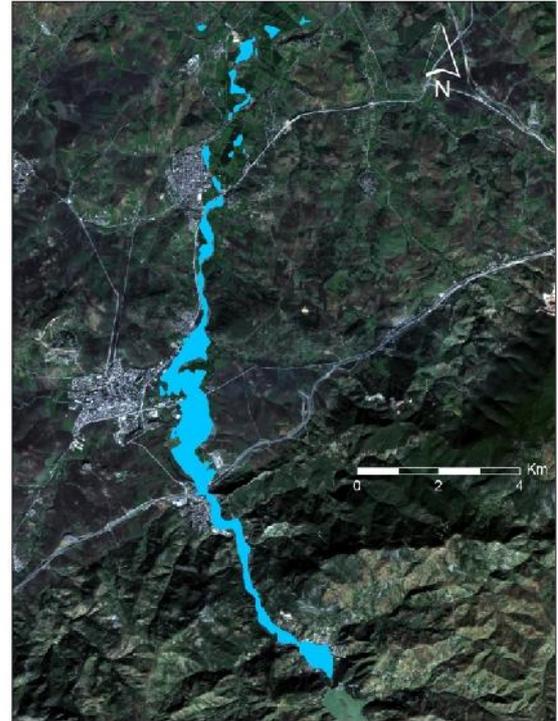


Figure 7.7. Inondation prévue 30 min après la rupture

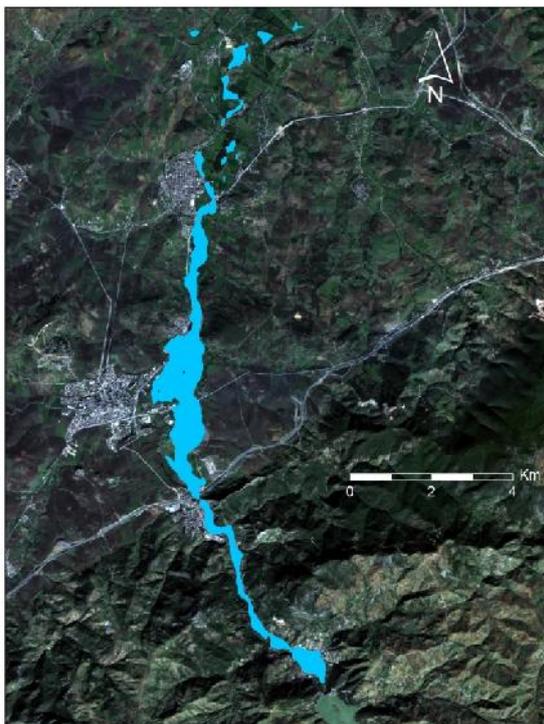


Figure 8.7. Inondation prévue 45 min après la rupture

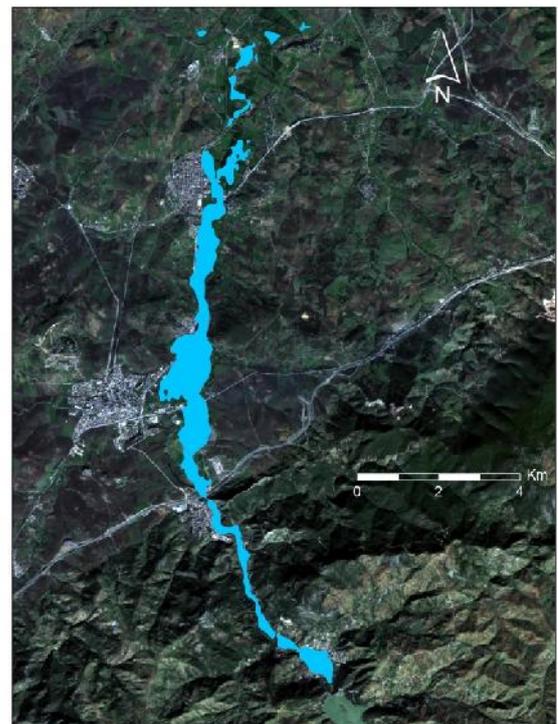


Figure 9.7. Inondation prévue 60 min après la rupture

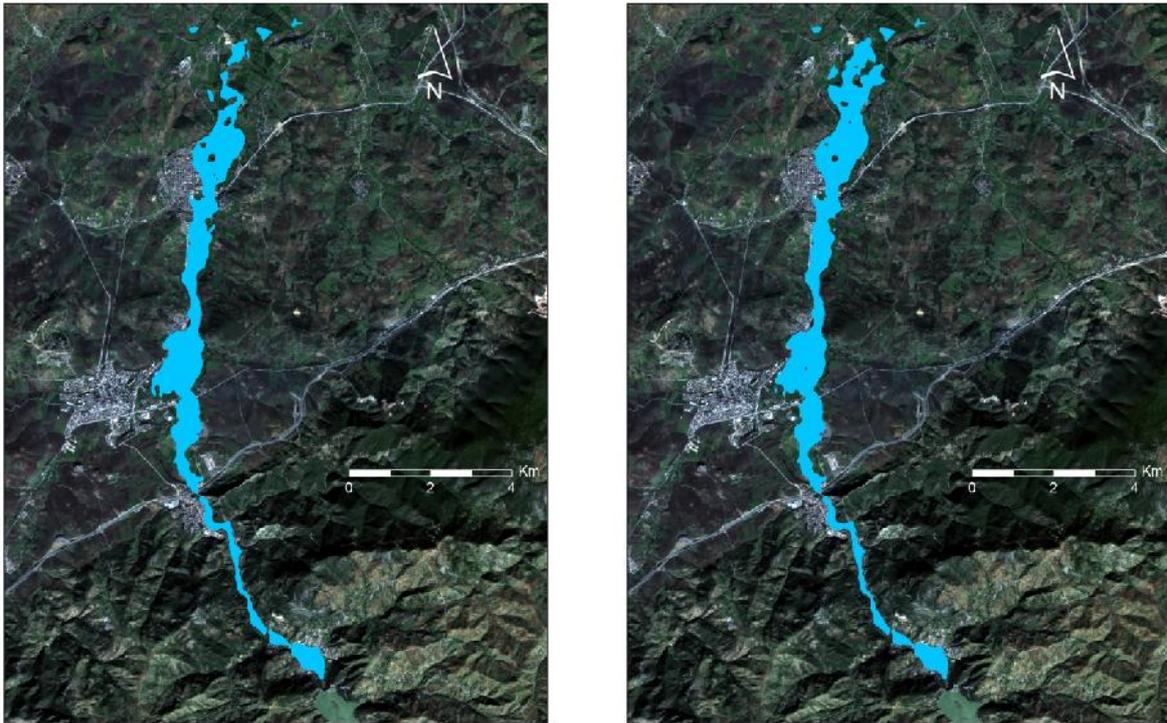


Figure 10.7. Inondation prévue 75 min après la rupture **Figure 11. 7.** Inondation prévue 90 min après la rupture

La pente moyenne forte du cours d'eau entre le village Zardezas et la ville El Harrouch se traduit par une propagation très rapide de l'onde de rupture. À l'opposé, la propagation est plus lente juste à l'aval de la ville El Harrouch.

Les temps d'arrivée de l'onde aux hameaux qui se trouvent à l'aval du barrage des Zardézas sont cités ci-dessous :

- En moins de quinze minutes, l'onde de rupture atteint les deux villages Zardezas et Saïd Bousbaa.
- En une demi-heure de temps, l'onde atteint la ville El Harrouch et ses environs.
- En une heure de temps, l'onde atteint Salah Bouchaour.
- Après trente minutes, l'onde atteint la cité rurale Sahki Ahmed.

La décrue est très lente sur l'ensemble du lit, et ce n'est que trois heures et trente minutes après la rupture du barrage que la ligne d'eau revient à un niveau normal sur l'ensemble du lit.

4. Le zonage

La zone située en aval du barrage des Zardezas a été découpée en trois parties :

4.1. La zone de proximité immédiate ou la Zone du Quart d'heure

C'est la portion de vallée, immédiatement à l'aval du barrage, qui est balayée et inondée dans le quart d'heure suivant la rupture. Elle impacte les deux villages Zardezas et Saïd Bousbaa ; les hauteurs d'inondation dépassent généralement les 6 m au droit des enjeux avec des vitesses très élevées, ce qui engendre certainement la destruction de la majorité des constructions touchées.

4.2. La Zone d'inondation spécifique

Elle impacte la ville El Harrouch et le village Salah Bouchaour ; les hauteurs et les vitesses d'inondations restent très élevées, mais le délai entre la rupture au barrage et l'arrivée du front est plus important, compris entre 30 minutes et 1 heure.

4.3. La zone d'inondation

Elle débute de l'aval du village Salah Bouchaour jusqu'à la fin du tronçon étudié en passant par la cité rurale Sahki Ahmed. Les hauteurs et vitesses d'inondations sont plus faibles, comparables à une inondation naturelle.

5. L'alerte :

En cas de rupture de barrage, la population est avertie au moyen du signal national d'alerte, complété par le signal d'alerte spécifique aux ouvrages hydrauliques émis par des sirènes pneumatiques de type " corne de brume ",

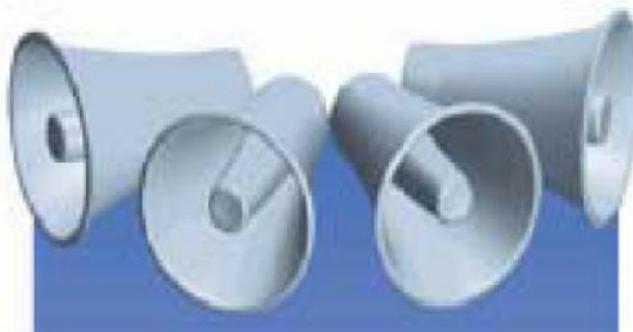


Figure 12.7. Signal d'alerte spécifique aux ouvrages hydrauliques

Trois stades d'alerte sont proposés dans le but de prévenir et de sauvegarder les populations situées en aval du barrage:

5.1. Signal d'alarme pour l'état de pré alerte

Ce signal est déclenché si des préoccupations sérieuses subsistent du fait d'un problème technique ou de phénomènes naturels exceptionnels.

Le signal de pré alerte consiste en cycles composés d'émission de 10 secondes d'un signal uniforme suivi de 5 secondes de pause jusqu'à une durée de 5 à 6 minutes.

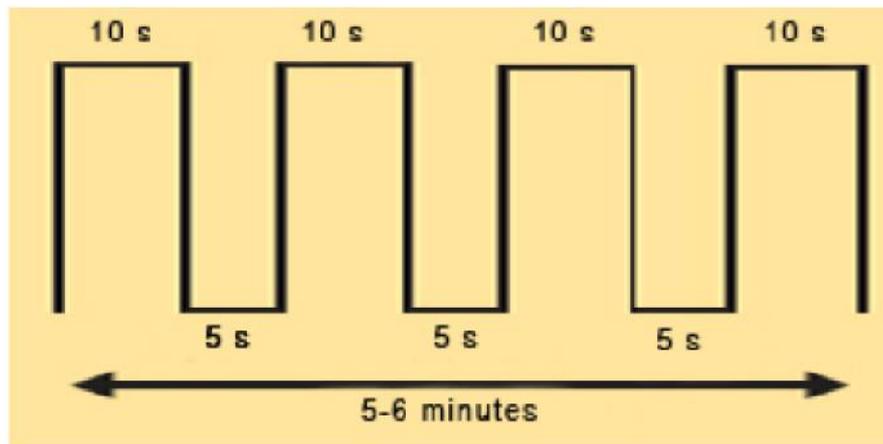


Figure 13.7. Signal d'alarme pour l'état de pré alerte

5.2. Signal d'alarme pour l'état d'alerte générale :

Le passage à ce niveau d'alerte a lieu dès qu'apparaît dans le corps du barrage ou sa fondation une brèche dont l'évolution ne peut être maîtrisée.

Le signal d'alarme pour l'alerte générale comporte un son modulé d'une fréquence supérieure à celle utilisée pour l'état de pré alerte. L'émission de 10 secondes de ce signal est suivie de 5 secondes de pause et ce cycle se répète jusqu'à une durée de 5 à 6 minutes.

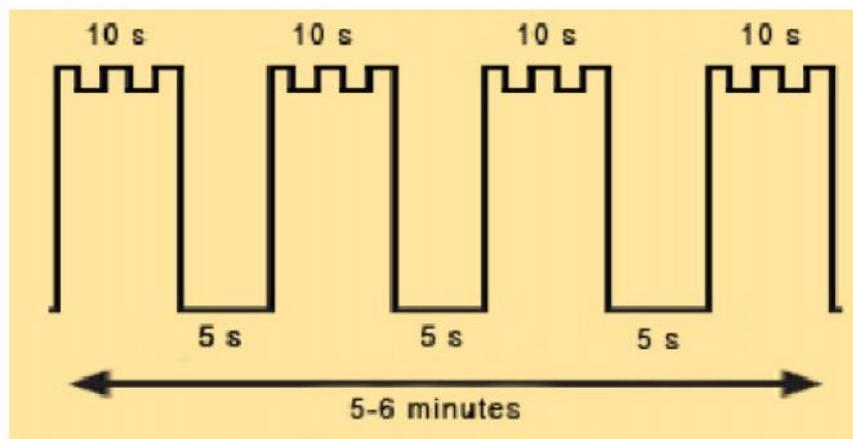


Figure 14.7. Signal d'alarme pour l'alerte générale

5.3. La fin d'alerte

Le signal d'alarme pour la fin d'alerte d'urgence ou de l'état d'alerte générale comporte un son continu uniforme d'une durée de 5 à 6 minutes.

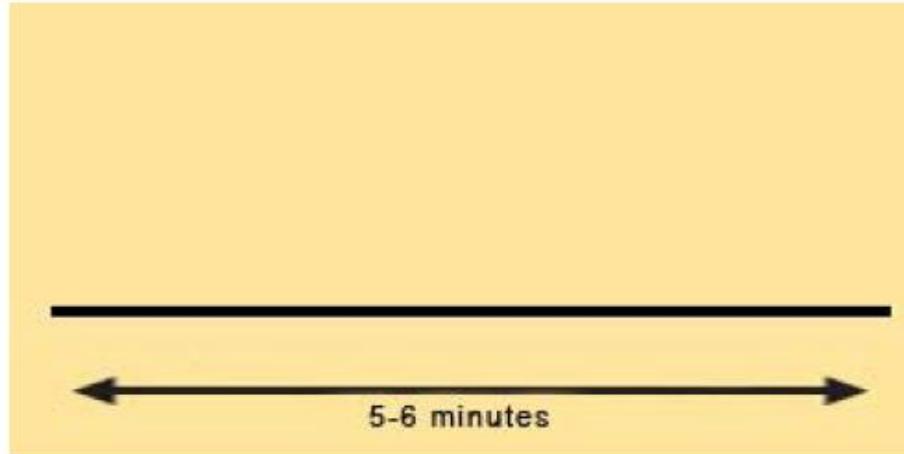


Figure 15.7. Signal d'alarme pour la fin d'alerte

L'alerte peut être émise également par l'intermédiaire de tous les médias disponibles (radio, télé), ainsi que par tout autre moyen d'émission des avertissements d'alarme, tels que les sirènes des véhicules de police, de sapeurs pompiers, d'ambulance, le tout afin d'amplifier le signal et de le diffuser jusqu'à tous les endroits et d'assurer ainsi que toute la population est prévenue.

6. L'évacuation

En prenant en considération les résultats des simulations hydrauliques, la délimitation des zones inondables, les caractéristiques hydrodynamiques de l'onde de rupture et les temps d'arrivée du front de l'onde, en cas de rupture du barrage des Zardézas, une grande partie de la population affectée doit être évacuée dès le déclenchement du signal de l'état de pré alerte. Cela concerne particulièrement la population habitant dans la zone touchée de l'oued Saf-Saf, jusqu'à 6 km en aval du barrage.

Dans le cas présent, dans la zone de 6 km à l'aval du barrage des Zardézas c'est-à-dire les populations des deux villages Zardézas et Saïd Bousbaa, il est impossible d'évacuer les populations en dehors de la zone de danger au moment où la rupture du barrage est inévitable et certaine, c'est-à-dire au moment où l'état d'alerte générale est déjà déclenché, parce qu'il n'y a pas suffisamment de temps. Dans ce cas, la seule possibilité est de faire une évacuation préventive, immédiatement après le déclenchement du signal de l'état de pré alerte.

Au-delà de cette zone, l'évacuation de la population vers les points hauts sur lesquels se réfugier se fait suite au déclenchement de l'alerte générale. Cela concerne en particulier la population de la ville El Harrouch et du village Salah Bouchaour.

Les populations dans les zones menacées doivent connaître les points hauts sur lesquels se réfugier qui sont essentiellement les hautes collines et les étages élevés des immeubles résistants. Elles doivent être également informées des procédés en cas d'évacuation suite au déclenchement du signal d'alarme correspondant ; signal d'état de pré alerte pour les premiers 6 km en aval du barrage et signal d'état d'alerte pour la partie restante. Le retour de la population dans le territoire touché ne sera autorisé qu'après la fin de l'état d'alerte générale ou de l'état de pré alerte.

7. Quelques consignes pour la population

Lors de l'évacuation, il sera utile pour la population d'apporter avec soi :

- Radio ;
- Lampes à poche avec recharge ;
- Eau potable.
- Verres et couvert élémentaires.
- Couverture.
- Bande adhésive et ciseaux.
- Secours d'urgence.
- Pièces d'identité.

Il y a lieu d'éviter de :

- Rester à la maison.
- Rester dans les véhicules si la circulation est encombrée.
- Téléphoner (libérer les lignes pour les secours en urgence) .
- Aller chercher les enfants à l'école pour ne pas les exposer au danger – l'évacuation des écoles est une priorité.
- Allumer le feu.

Conclusion

Cette section représente le fruit de notre travail. Les résultats obtenus par le modèle numérique MIKE 11 ont été exportés vers le système d'information géographique Arc GIS pour la cartographie des inondations et l'analyse des conséquences prévues en cas d'une éventuelle rupture du barrage des Zardezas.

Selon les cartes des zones inondables, l'onde de rupture engendre des dégâts majeurs dans la zone du quart d'heure incluant les deux villages Zardezas et Saïd Bousbaa. À l'opposé les dégâts seront limités dans la ville El Harrouch et au village Salah Bouchaour.

Néanmoins, si on respecte les recommandations proposées dans le plan particulier d'intervention, les dégâts peuvent être essentiellement matériels.

Conclusion Générale

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

Les préceptes tirés de ces catastrophes ont permis de réaliser de grands progrès en matière de conception, de surveillance et de sécurité des barrages. Cependant, lorsque la rupture est imminente la seule mesure qui a paru efficace c'est l'évacuation préventive des populations menacées par l'onde de rupture. L'accident du barrage Teton survenu aux États-Unis en 1976 présenté en détaille dans le chapitre 1, confirme l'efficacité de cette mesure. Les autorités prévenues de la rupture inévitable du barrage ont pu évacuer à temps des milliers de personnes.

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

Le travail réalisé dans cette thèse a comme objectif d'une part, d'appliquer, pour le cas du barrage des Zardezas, la méthodologie utilisée dans les études de rupture de barrage présentée dans le chapitre 2, à savoir : le choix du scénario de rupture, la définition de l'hydrogramme de rupture et l'étude de propagation des crues résultantes dans la vallée aval.

D'autre part de faire l'évaluation et la comparaison entre deux modèles unidimensionnels non permanents de propagation des crues de rupture de barrages : MIKE 11 et HEC-RAS.

Dans le chapitre 3 une comparaison détaillée entre ces deux modèles a été effectuée. Ils ressortent plusieurs différences notamment dans le calcul du débit de brèche, dans les équations employées pour conceptualiser la propagation des crues de ruptures et dans le schéma numérique de résolution des équations gouvernantes.

Le scénario choisi pour les simulations hydrauliques exposé dans le chapitre 4 et qui paraît le plus probable est l'effacement de 12 (sur 15) plots du barrage sous la sollicitation d'une crue de récurrence décennale, ce scénario a été arrêté en tenant compte des caractéristiques intrinsèques de l'ouvrage et des études antérieures de stabilité portées sur le barrage des Zardezas.

Le barrage étant en béton et donc la rupture supposée instantanée, la condition amont était constituée de l'hydrogramme à l'entrée de la retenue issue de l'analyse hydrologique du bassin versant des Zardezas présentée dans le chapitre 5, alors que la condition à la limite aval était une sortie libre.

Les profils en travers représentatifs de la vallée qui constituent la principale donnée géométrique introduite dans les modèles numériques ont été générés automatiquement dans le système d'information géographique Arc GIS à partir d'un modèle numérique de terrain. Une fois les simulations achevées les résultats ont été transférés dans Arc GIS pour le dessin des zones inondables et l'analyse des risques. Ces opérations qu'offrent les systèmes d'information géographique constituent une grande amélioration dans les études de rupture de barrage et ce, en termes de précision des analyses, de qualité des cartes produites et d'économie dans le temps consacré à l'étude.

Les simulations effectuées montrent que les hydrogrammes de rupture calculés par les deux modèles numériques ont été quasiment identiques, de plus les valeurs des débits de pointes de ces hydrogrammes ont été comparés positivement à ceux calculés en utilisant des équations empiriques trouvées dans la littérature.

Les prévisions de la propagation de l'hydrogramme de rupture dans la vallée du Saf-Saf effectuées par HEC-RAS et MIKE11, montrées dans le chapitre 6 ont permis de constater que les résultats des deux modèles s'écartent sur l'ensemble des paramètres hydrodynamiques de l'onde dans les zones présentant de fortes pentes longitudinales, tandis qu'ils se rapprochent dans les parties douces du tronçon modélisé.

Des analyses de sensibilité des résultats des deux codes de calcul envers plusieurs paramètres ont été effectuées. On a constaté que le coefficient de rugosité est le paramètre qui a beaucoup d'influence sur les résultats dans les deux logiciels. On a pu également constater que les changements des coefficients de rugosité dans le modèle HEC-RAS entraînent d'importantes fluctuations dans la partie raide de la vallée au niveau des débits et des hauteurs d'eaux et entraîne des écarts considérables entre les valeurs obtenues par le modèle HEC-RAS en utilisant des gammes de rugosité différentes.

À l'issue de toutes les simulations effectuées dans cette étude, on a constaté que le modèle numérique MIKE 11 est de loin plus souple que HEC-RAS dans le choix des paramètres des simulations, il est important de souligner que quelques heures ont suffi pour effectuer une première simulation de rupture sous MIKE 11, tandis qu'avec HEC-RAS on a pris des mois pour obtenir une solution.

Au vu de ces constatations, il a été conclu que MIKE 11 est le modèle qui convient le mieux à l'étude de l'oued Saf-Saf qui présente des pentes localement fortes avec des changements fréquents de régime. Ainsi les résultats obtenus par MIKE 11 ont été transférés vers le SIG pour l'élaboration des cartes des zones inondables et l'analyse des risques.

L'analyse géo spatiale dans le SIG réalisée dans le dernier chapitre montre que le barrage des Zardézas peut constituer, en cas de rupture, un réel danger pour les populations qui se trouvent à l'aval, en particulier ceux qui habitent dans les deux villages Zardezas et Saïd Bousbaa.

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

Des incertitudes peuvent être introduites dans les résultats obtenus par cette étude, elles sont essentiellement associées à la précision des données d'entrée dans les modèles numériques et aux erreurs des calculs dans les modèles dans la résolution des équations de la propagation.

D'autres efforts peuvent être réalisés afin d'augmenter la précision des calculs, en effet en disposant de données topographiques de meilleure qualité, il convient de refaire l'analyse à l'aide d'un modèle bidimensionnel, et ce notamment dans les zones plates qui favorisent

l'étalement de l'onde de rupture, car dans ces zones-là, l'approche unidimensionnelle devient moins fiable.

Il est aussi nécessaire d'introduire le phénomène du transport solide dans les calculs, car les crues de ruptures de barrages sont d'une agressivité à faire effondrer les berges des Oueds et à engendrer le bouleversement des bathymétries des vallées.

Liste des références

- [1] Bourgin A. (1955) Cours de calcul de barrages, Deuxième Edition, Edition Eyrolles, Paris.
- [2] Paquier A. (2002) Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint-Venant. Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation à diriger des recherches ; université de Claude Bernard Lyon 1, 44 pages.
- [3] Chanson H. (2006) Solutions Analytiques de l'Onde de Rupture de Barrage sur Plan Horizontal et Incliné. (Analytical Solutions of the Dam Break Wave Problem on Horizontal and Inclined Inverts) Journal de la Houille Blanche, No. 3, pp. 76-86
- [4] Djemili L., Benabelkader S., Rezgui N. et al. (2010) Étude de Rupture du Barrage Ain Dalia" Souk-Ahras-Algérie" Pour L'évaluation des Conditions de Sécurité de L'aménagement et des Dangers Potentiels en Aval. Revue Scientifique du Réseau International de Gestion des Conflits Environnementaux, 1(1), pp. 275-282.
- [5] Rahmani K. (2011) Quelques solutions des ondes de rupture d'un barrage sur un fond sec et inclinée. Université .Mémoire de Magister. Université Hadj Lakhdar –Batna, 70p.
- [6] Fourar A., Rahmani K., Abdessemed F. (2011) Propagation d'onde de rupture de barrage dans un canal sec et incliné .ScienceLib Editions Mersenne. Volume 3, N ° 111003, 22p.
- [7] Salhi L. (2010) Calcul de l'onde de rupture d'un barrage via la méthode des éléments finis (m.e.f), Mémoire magistère. Ecole Nationale Polytechnique (E.N.P), Alger, 108p.
- [8] Boussekine M., Djemili L. (2014) Hammam Grouz Dam Break analysis: Case study, Dam engineering, volume XXIV, issu 4, pp 1-15.
- [9] Remini B. (2000) L'envasement des barrages: Quelques exemples Algériens, Bulletin du Réseau Érosion, Montpellier, France, No. 20, pp. 165–171
- [10] ISL Ingénierie. (2006) Confortement des barrages algériens. Mission 1 : Diagnostic et expertise, Barrage des Zardezas.
- [11] Marche C. (2008) Barrage: crues de rupture et protection civil. Presse internationales polytechnique. Canada, 388p.
- [12] Bouhlali M. (2006) Les risques associant du barrage. Mémoire de Magistère. Université Abou Baker Belkaide, Tlemcen, 174p.
- [13] Carrère A. (2000) Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER, Techniques de l'Ingénieur, 26p.
- [14] Djemili L. (2006) Critères de choix de projet des barrages en terre: étanchéité par le masque en béton bitumineux. Thèse de doctorat. Université El Hadj Lakhdar de Batna.
- [15] La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) (2007), Les barrages et l'eau dans le monde, 68p.
- [16] SINGH V.P. (1996) Dam breach modeling technology. Kluwer Academy Publishers. Dordrecht, pp. 242.
- [17] CEMAGREF (1989) La sécurité des barrages, Exposé présenté à la 5ème section du Conseil Général du G.R.E.F, 102p.
- [18] Lebreton A. (1997) Prévision des risques dus aux barrages, Elsevier, Paris 16, pp108-113
- [19] Bouaicha A. (2013) Simulation numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre, Mémoire de Magister. Université Mohamed Khider, Biskra, 216p.

- [20] Deroo L., Jimenez B. (2011) Notes sur l'accidentologie des barrages-poids Colloque CFBR-AFEID: Etudes de dangers, 18p.
- [21] Cote M. (2008) Revue critique sur la nouvelle Loi sur la sécurité des barrages L.R.Q., chapitre S-3.1.01. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées. Université de Sherbrooke. Faculté des sciences appliquées. Département de génie civil, 330p.
- [22] Chiganne F. (2010) Prédiction de l'hydrogramme de rupture par submersion d'un barrage en enrochement avec masque amont de béton. Mémoire de maîtrise école polytechnique de Montréal, 175p.
- [23] Hossaini N., Oudjehane F., Ghayad C. (2009) Approche relative à la sécurité des barrages existants. Congrès annuel de l'ACB. Whistler, BC, Canada 3-8 Octobre, pp 29-43.
- [24] Bischof R., Hauenstein W., Kalt L., Müller, et al. (2002) Sécurité des ouvrages d'accumulation, Documentation de base, 123p.
- [25] Hervouet J., M. (2003) Hydrodynamique des écoulements à surface libre. Modélisation numérique avec la méthode des éléments finis. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. 311p.
- [26] Mihoubi M.K., Salhi L., Vergus R., Guillou S. (2012) Calcul de l'onde de rupture d'un barrage en mode bidimensionnelle via le code TELEMAC-2D. Revue Scientifique et Technique. 20, pp71-80.
- [27] Ata R. (2007) développement de méthodes particulières pour la résolution des écoulements à surface libre. Thèse de doctorat, école de technologie supérieure. Montréal, 198p.
- [28] Debiane K. (2008) Cours sur le logiciel HEC-RAS, Cabinet Telesystems Rabat, Maroc, 43p.
- [29] DHI Water & Environment (2007) MIKE 11, Users Guide, 90p.
- [30] DHI Water & Environment (2007) MIKE 11, Reference Manual, 516p.
- [31] Zacharie S. (2012) modélisation numérique du transport des sédiments en suspension dans une rivière en aménagement : cas de la rivière-aux-sables au Québec; Mémoire de maîtrise école polytechnique de Montréal, 104p.
- [32] Abbott M.B., Ionescu F. (1967) On the numerical computation of nearly horizontal flows. Journal of Hydraulic Research. 5, pp 97-117.
- [33] Diallo D. M. (2010) Modélisation mathématique et simulation numérique de l'hydrodynamique : cas des inondations en aval du barrage de Diama. Thèse de doctorat, Université de Franche-Comté - Besançon, 166 p.
- [34] Finaud-Guyot P. (2009) Modélisation macroscopique des inondations fluviales et urbaines: Prise en compte des écoulements directionnels et des échanges lit majeur- lit mineur. Thèse de doctorat. Université de Montpellier 2, 223p.
- [35] Preissmann A. (1961) Propagation des intumescences dans les canaux et rivières. In Actes du premier congrès de l'association française du calcul, Grenoble.
- [36] Preissmann A. (1961) Cunge J.A. Calcul des intumescences sur machines électroniques. In actes du 9ème congrès de l'IAHRE, Dubrovnik.
- [37] Preissmann A., Cunge J.A. (1961) Calcul du mascaret sur machine électronique. La Houille Blanche. 5, pp 588-596.

- [38] Fread D.L., Ming J., Janice M.L. (1996) An LPI numerical solution for unsteady mixed flow simulation. In Proceedings of the North American Water Congress, Anaheim, American Society of Civil Engineers.
- [39] Zhou R.D., Eng P., Donnelly C.R. (2005) Comparison of HEC-RAS with FLDWAV and DAMBRK models for dam break analysis. CDA Annual Conference. Calgary, Alberta, Canada, pp 1–12.
- [40] USACE. 2010. Hec-Ras 4.1.0, User manual, 377p.
- [41] USACE. 2010. Hec-Ras 4.1.0. Hydraulic reference, 248p.
- [42] Gee D.M., Brunner G.W. (2005) Dam break flood routing using HEC-RAS and NWS FLDWAV. In Anonyme, 2005 World Water and Environmental Resources Congress, May 15- 19 Anchorage, AK, United states, American Society of Civil Engineers, p. 401.
- [43] Fread, D.L., Lewis J.M. (1998) NWS FLDWAV Theoretical Description and User Documentation, Hydrologie Research Laboratory - Office of Hydrology National WeatherService (NWS), NOAA,
- [44] Heimrich A. (2009) analyse comparative de cas de rupture de barrage Avec les logiciels NWS FLDWAV et HEC RAS. Mémoire de maîtrise .Université de Sherbrooke, Canada 112 p.
- [45] Agence nationale des barrages et transfert (ANBT), Barrage des Zardezas, Monographie, 68p.
- [46] Schuster R. L. (2006) 'Interaction of Dams and Landslides-Case Studies and Mitigation', U.S. Geological Survey Professional Paper 1723.
- [47] Touati B. (2010) Les barrages et la politique hydraulique en Algérie : état, diagnostic et perspectives d'un aménagement durable. THESE de Doctorat, Université Mentouri, Constantine, 384p.
- [48] Bourek R. (2010) Modélisation Pluie - Débit. Application au bassin versant de la Mactaa (NW Algérien), Mémoire de Magistère. Université Abou Baker Belkaide, Tlemcen, 118p.
- [49] Laborde J.P. (2013) Eléments d'hydrologie de surface, support de cours, 214p.
- [50] Dubreuil P. (1974) Initiation à l'analyse hydrologique. Masson. Parie, 216p.
- [51] Mallet C., Gautier M. (Octobre1947) "Les problèmes de l'eau en Algérie". Première partie dans le N°156 pp547 de la Revue "TRAVAUX" et puis dans la même revue dans les N°167 Septembre1948, 493p et N°168 Octobre1948, 534p.
- [52] Guillot P., Duband D. (1967) The gradex to compute extreme flood probability from the observation of rainfall. In: International hydrology symposium, pp 506-515.

Annexes

A.1. Précipitations mensuelles et annuelles à la station de Ouled Habeba (mm)

| Année | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aoû | Total |
|-----------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|--------|
| 1970-1971 | 0 | 96 | 7 | 0 | 122.1 | 39 | 55 | 26 | 95 | 0 | 0 | 0 | 440.1 |
| 1971-1972 | 45.6 | 169.2 | 183 | 44.5 | 184.3 | 12.5 | 35 | 128 | 23 | 11.9 | 0 | 9 | 846.0 |
| 1972-1973 | 17.6 | 46.2 | 8 | 115.9 | 159.6 | 87.5 | 164 | 33.8 | 2 | 58.6 | 0 | 10.3 | 703.5 |
| 1973-1974 | 52.3 | 62.3 | 34.9 | 87.9 | 12.8 | 67.9 | 82.4 | 74 | 0 | 2.3 | 14.7 | 0.4 | 491.9 |
| 1974-1975 | 31.6 | 110.7 | 71.9 | 55.9 | 30 | 137.2 | 95.3 | 54.1 | 91.9 | 0.8 | 0 | 29.4 | 708.8 |
| 1975-1976 | 15.2 | 6.1 | 155 | 62.3 | 78 | 133.9 | 140.1 | 75.6 | 67.4 | 20.7 | 22.6 | 51.7 | 828.6 |
| 1976-1977 | 51.1 | 169.3 | 190.8 | 38.7 | 62.5 | 33 | 34.1 | 122.8 | 77.7 | 41.4 | 0.8 | 15.1 | 837.3 |
| 1977-1978 | 2.4 | 14.4 | 112.7 | 11.7 | 115.1 | 89.6 | 87.4 | 56 | 50.1 | 14.6 | 0 | 19.9 | 573.9 |
| 1978-1979 | 1.7 | 32 | 84.5 | 31.9 | 65.7 | 127.7 | 78.4 | 186 | 20.1 | 22.5 | 14.1 | 0.5 | 665.1 |
| 1979-1980 | 87.8 | 49.8 | 89.8 | 43.8 | 62.9 | 61 | 82.4 | 87.1 | 73.3 | 3.4 | 1.2 | 5.7 | 648.2 |
| 1980-1981 | 28.7 | 38.7 | 69.5 | 194.6 | 93.9 | 51.5 | 54 | 42.6 | 15.4 | 14.5 | 0 | 26.7 | 630.1 |
| 1981-1982 | 8.3 | 46.7 | 35 | 106.3 | 142.3 | 112.8 | 114.6 | 84.1 | 64.7 | 3.7 | 0.8 | 4.6 | 723.9 |
| 1982-1983 | 47.9 | 114.1 | 173.3 | 131.7 | 11.7 | 13.3 | 41.4 | 9.5 | 26.5 | 23.7 | 1.5 | 3.2 | 597.8 |
| 1983-1984 | 21.5 | 64.1 | 82.2 | 42 | 132.2 | 185.9 | 43.2 | 39.6 | 13.3 | 8 | 0 | 7.8 | 639.8 |
| 1984-1985 | 36.6 | 114.9 | 15.6 | 269.8 | 96.7 | 50.5 | 108.8 | 24.5 | 66.2 | 0 | 0 | 0 | 783.6 |
| 1985-1986 | 35.3 | 29.1 | 28.6 | 31 | 46.7 | 21.9 | 76 | 23.6 | 22 | 14.5 | 0 | 2.5 | 331.2 |
| 1986-1987 | 22.9 | 103.9 | 120 | 99.4 | 60.6 | 141.4 | 50.8 | 27.6 | 59.5 | 0 | 0.6 | 2 | 688.7 |
| 1987-1988 | 3.1 | 26.2 | 87.3 | 26.3 | 81.2 | 77.4 | 62.8 | 52.3 | 48 | 48.1 | 3 | 0 | 515.7 |
| 1988-1989 | 40.9 | 2.6 | 36.6 | 205.6 | 62.9 | 24 | 53.8 | 67.8 | 4.8 | 18.2 | 3.6 | 5.5 | 526.3 |
| 1989-1990 | 42.2 | 62.4 | 44.6 | 45.5 | 120.1 | 0 | 73.2 | 47.7 | 19.1 | 13.8 | 6.5 | 33.6 | 508.7 |
| 1990-1991 | 1.7 | 8.4 | 163.8 | 159.7 | 63.6 | 60.4 | 122.6 | 55.4 | 42.8 | 11.6 | 0 | 9.3 | 699.3 |
| 1991-1992 | 27.6 | 138.8 | 28.2 | 17.2 | 64.5 | 66.6 | 145 | 192.2 | 133.7 | 12 | 6.8 | 0 | 832.6 |
| 1992-1993 | 9.1 | 19.2 | 152.7 | 234.6 | 98.4 | 60.9 | 25.7 | 54.3 | 62.5 | 15.4 | 0 | 3.3 | 736.1 |
| 1993-1994 | 13.2 | 30.6 | 11.3 | 176.8 | 51.2 | 84.3 | 11.5 | 84.1 | 6.2 | 0 | 10.8 | 0 | 480.0 |
| 1994-1995 | 17.1 | 66.3 | 15.4 | 97.4 | 211.3 | 18.9 | 106.5 | 25.7 | 3.7 | 39.0 | 1.9 | 4.6 | 607.8 |
| 1995-1996 | 49.1 | 20.3 | 45.0 | 3.2 | 140.4 | 221.4 | 50.7 | 131.8 | 117.6 | 7 | 0 | 11 | 797.5 |
| 1996-1997 | 9.7 | 48.7 | 30.5 | 53 | 44.5 | 41 | 38 | 45.5 | 4.5 | 27 | 1.1 | 7.5 | 351.0 |
| 1997-1998 | 45.7 | 94.4 | 138.3 | 173.2 | 29.5 | 85.5 | 59 | 75.1 | 116.6 | 2 | 24.5 | 0 | 843.8 |
| 1998-1999 | 24.5 | 76 | 191 | 53 | 87 | 71 | 60.5 | 39.6 | 32.5 | 10.5 | 4 | 2.5 | 652.1 |
| 1999-2000 | 15.6 | 16 | 71 | 158.5 | 23.5 | 27 | 32 | 31 | 123 | 13.5 | 0.5 | 13.5 | 525.1 |
| 2000-2001 | 7 | 56.6 | 35.5 | 44.5 | 149 | 63 | 13.7 | 57.1 | 33.0 | 2 | 0 | 4.5 | 465.9 |
| 2001-2002 | 42.5 | 4 | 64.5 | 26.5 | 27 | 85.5 | 31.5 | 54 | 11 | 2 | 25 | 33.5 | 407.0 |
| 2002-2003 | 15 | 34.5 | 170.1 | 129.2 | 268 | 118.8 | 34.5 | 194 | 47 | 1 | 0.5 | 0 | 1012.6 |
| 2003-2004 | 91.5 | 44.5 | 31.5 | 213.5 | 111.1 | 28.7 | 84.5 | 60.7 | 104 | 90.8 | 0 | 4 | 864.8 |
| 2004-2005 | 50.4 | 18.7 | 269.9 | 206.7 | 93.8 | 133.4 | 49.6 | 132.4 | 11 | 6 | 3.5 | 2.5 | 977.9 |
| 2005-2006 | 23.5 | 8.5 | 34.6 | 171.7 | 179.6 | 127 | 40.2 | 29 | 61 | 4 | 6.5 | 5 | 690.6 |
| 2006-2007 | 27.7 | 40.5 | 57.5 | 187.4 | 33 | 49.2 | 302.6 | 65.6 | 18 | 30.5 | 3.5 | 5 | 820.5 |
| 2007-2008 | 54 | 47.5 | 105 | 192.4 | 20 | 40.2 | 139.5 | 78 | 92 | 9 | 10.5 | 10 | 798.1 |

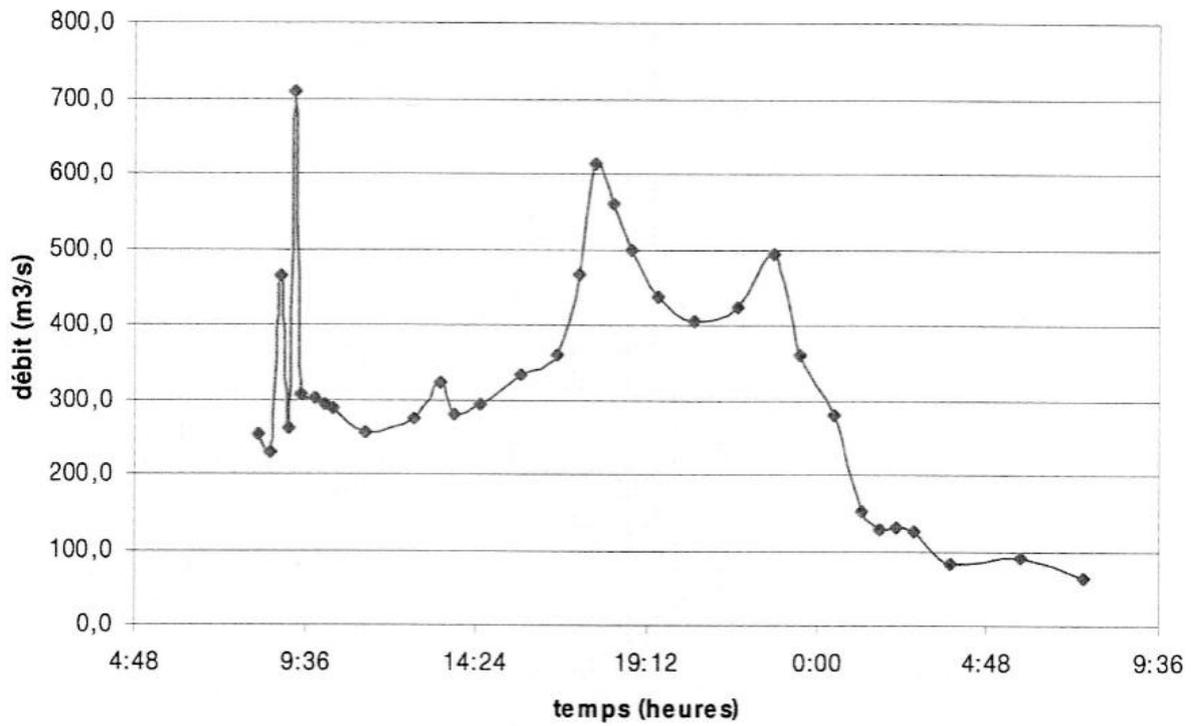
A.2. Précipitations mensuelles et annuelles à la station des Zardézas (mm)

| Année | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aoû | Total |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|--------|
| 1970-1971 | 0.2 | 58.8 | 1.6 | 58.3 | 129.2 | 78.9 | 117.6 | 44.9 | 43.1 | 2.7 | 5.1 | 16.4 | 556.8 |
| 1971-1972 | 54.6 | 161.4 | 52.2 | 42.7 | 162.6 | 70.5 | 111.3 | 113.4 | 50.3 | 12.3 | 0.4 | 15.3 | 847 |
| 1972-1973 | 62.9 | 50.4 | 7.7 | 143.8 | 250.5 | 108.3 | 135.6 | 32.2 | 2.4 | 32.1 | 0 | 16.8 | 842.7 |
| 1973-1974 | 58.5 | 72.3 | 32.6 | 58.5 | 21.9 | 61.5 | 66 | 67.6 | 27.5 | 0.3 | 13.4 | 2 | 482.1 |
| 1974-1975 | 23.4 | 91.7 | 55 | 45.3 | 28 | 120.8 | 80.1 | 18.4 | 77.6 | 1.6 | 0 | 15.9 | 557.8 |
| 1975-1976 | 8.6 | 14.8 | 97.1 | 41.6 | 79.6 | 102.7 | 78.1 | 63.2 | 37.6 | 13.6 | 32.6 | 18.6 | 588.1 |
| 1976-1977 | 59 | 124 | 133.9 | 25.1 | 52.5 | 14.4 | 40.7 | 85.8 | 54.9 | 21.9 | 0 | 13.8 | 626 |
| 1977-1978 | 2.6 | 14.4 | 87.5 | 7.8 | 103.5 | 77.1 | 59.5 | 68.3 | 39.1 | 11.1 | 0.5 | 17.8 | 489.2 |
| 1978-1979 | 4.5 | 35.4 | 98.2 | 25.7 | 75.8 | 119.9 | 99.8 | 174.3 | 19 | 36.5 | 7.1 | 1.7 | 697.9 |
| 1979-1980 | 58.7 | 44.5 | 62.9 | 50.1 | 57.8 | 53.1 | 80 | 56.9 | 56.7 | 3.5 | 0 | 3.5 | 527.7 |
| 1980-1981 | 124.6 | 41.3 | 83.8 | 161.7 | 95.1 | 68.3 | 59.5 | 25.9 | 23 | 33.9 | 0 | 31.4 | 748.5 |
| 1981-1982 | 12.9 | 26.5 | 41.4 | 93.6 | 116.7 | 98 | 126.5 | 65.5 | 43.6 | 16.5 | 0.4 | 4.5 | 646.1 |
| 1982-1983 | 25 | 138.8 | 194.5 | 106.5 | 14.4 | 17.9 | 68.7 | 12.8 | 25.1 | 9.7 | 0.9 | 5.1 | 619.4 |
| 1983-1984 | 23.2 | 52.5 | 101.1 | 49.7 | 172.5 | 271.7 | 45.5 | 51.9 | 14.1 | 12.9 | 0 | 0.3 | 795.4 |
| 1984-1985 | 42.3 | 137.3 | 17.5 | 452.5 | 99.5 | 46.5 | 159 | 38.5 | 46.3 | 0 | 0 | 0 | 1039.4 |
| 1985-1986 | 25 | 32.5 | 28.5 | 46 | 118.5 | 42 | 97.5 | 35 | 8.5 | 18 | 14 | 3 | 468.5 |
| 1986-1987 | 23 | 110 | 140 | 121 | 58.5 | 164.5 | 56.5 | 39 | 70.7 | 1 | 14.3 | 0.5 | 799 |
| 1987-1988 | 7 | 23.1 | 69.2 | 27.3 | 77.9 | 69.5 | 37.7 | 24.2 | 42.2 | 38 | 5.6 | 0.1 | 421.8 |
| 1988-1989 | 44.2 | 1.5 | 71.4 | 204.8 | 56.3 | 51.8 | 35.6 | 57.9 | 3.7 | 12.4 | 2.8 | 19.7 | 562.1 |
| 1989-1990 | 43.1 | 73.6 | 33.7 | 56.9 | 148.2 | 0.3 | 75.1 | 61.6 | 55.9 | 20.5 | 6.4 | 1.7 | 577 |
| 1990-1991 | 1 | 18.5 | 125.4 | 169.5 | 59.7 | 104.7 | 126.2 | 66.1 | 48.4 | 5.3 | 5.2 | 6.6 | 736.6 |
| 1991-1992 | 25.1 | 127.3 | 29.6 | 19.7 | 66.1 | 67.6 | 123.5 | 152.2 | 110.2 | 18.1 | 16.4 | 0 | 755.8 |
| 1992-1993 | 1.7 | 21.5 | 85.1 | 292.7 | 111 | 51.4 | 19 | 29.9 | 71.1 | 8.5 | 0 | 2.6 | 694.5 |
| 1993-1994 | 27.1 | 42.8 | 20.1 | 196.6 | 63.3 | 62.8 | 8.7 | 98.2 | 9.7 | 0 | 0 | 0 | 529.3 |
| 1994-1995 | 15.7 | 66.1 | 10.5 | 97.7 | 225.3 | 18.1 | 106.6 | 23.5 | 3 | 40.3 | 0.4 | 3.4 | 610.6 |
| 1995-1996 | 59.9 | 21.4 | 37.2 | 50.1 | 106.6 | 191.5 | 58 | 71.7 | 50.2 | 10.5 | 1.2 | 6.3 | 664.6 |
| 1996-1997 | 34.3 | 36.3 | 30 | 82.2 | 45.8 | 22.7 | 38.8 | 44.5 | 12.4 | 29.1 | 0.8 | 5.3 | 382.2 |
| 1997-1998 | 47.9 | 53.7 | 90.8 | 130.9 | 21 | 92.8 | 44.6 | 54.3 | 51.9 | 5 | 0 | 14.9 | 607.8 |
| 1998-1999 | 76.1 | 39.5 | 171.4 | 62.5 | 115.6 | 70.6 | 39.9 | 31 | 37 | 17.2 | 6.4 | 0.2 | 667.4 |
| 1999-2000 | 6 | 32.2 | 56.1 | 145.4 | 40.5 | 25.4 | 30.7 | 21.8 | 83.2 | 5.1 | 0 | 6.4 | 452.8 |
| 2000-2001 | 2.2 | 46.8 | 31.8 | 32.7 | 112.1 | 74.1 | 9.9 | 52.6 | 28.1 | 0 | 0 | 1.1 | 391.4 |
| 2001-2002 | 35.2 | 8.2 | 80.9 | 36.2 | 35.1 | 91.2 | 24.6 | 57.9 | 8.4 | 2.3 | 24.6 | 23.4 | 428 |
| 2002-2003 | 20.1 | 24.3 | 136.1 | 118 | 199 | 115.9 | 31.3 | 129.4 | 30.1 | 0 | 0.5 | 0 | 804.7 |
| 2003-2004 | 86.5 | 34 | 27.7 | 115.3 | 135.3 | 24.6 | 52.2 | 68.6 | 100.8 | 47.3 | 0 | 1.7 | 694 |
| 2004-2005 | 41.7 | 19.8 | 249.7 | 190.1 | 91.1 | 137.6 | 65.5 | 124.2 | 3.8 | 0.2 | 3.6 | 4.5 | 931.8 |
| 2005-2006 | 17.9 | 22 | 25 | 245.6 | 136.9 | 124.1 | 37.8 | 14.4 | 30.8 | 3.7 | 1 | 4.2 | 663.4 |
| 2006-2007 | 29 | 44.7 | 36.3 | 148.2 | 22.8 | 44.8 | 150.3 | 60.5 | 12.9 | 30.8 | 4.5 | 6.7 | 591.5 |
| 2007-2008 | 36.4 | 53.1 | 207.8 | 208 | 94.8 | 36.5 | 99.3 | 60.9 | 58.1 | 14.1 | 4.5 | 7.2 | 880.7 |

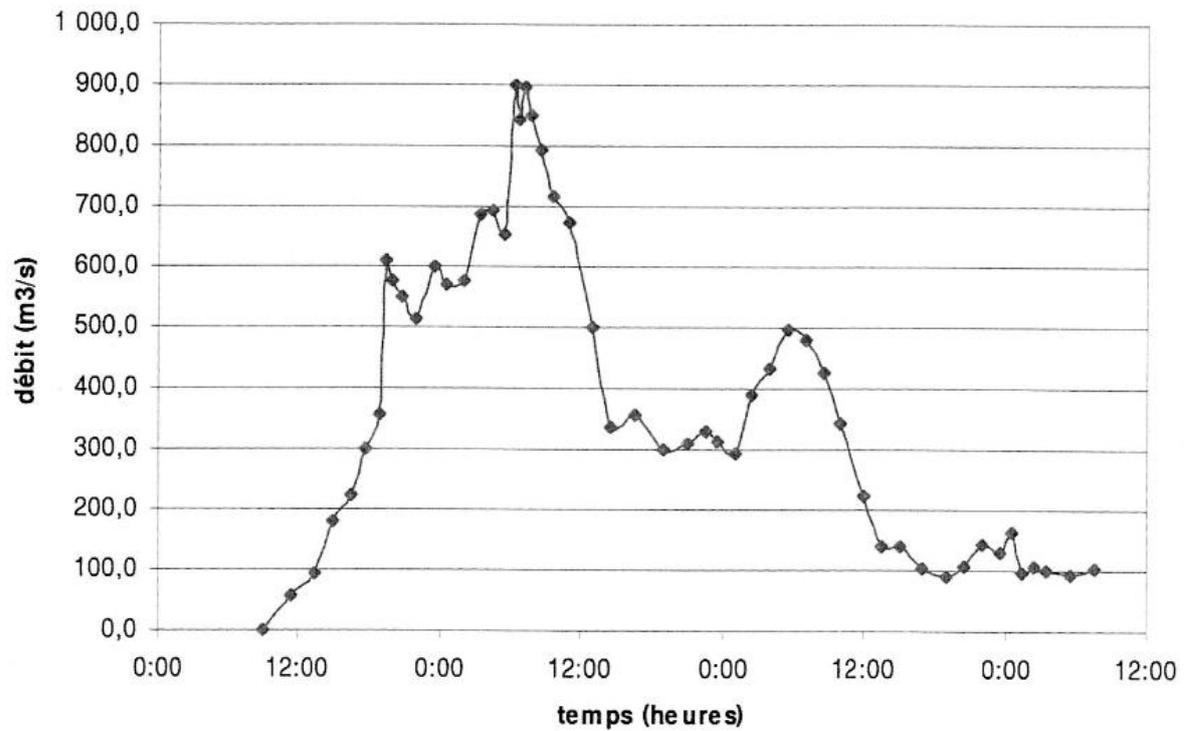
A.3. Précipitations mensuelles et annuelles à la station de Ain Kelb (mm)

| | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aoû | Total |
|-----------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|--------|
| 1970-1971 | 0 | 59.1 | 11.1 | 46.3 | 166.3 | 135.6 | 93.9 | 89.5 | 48.6 | 0 | 0 | 0 | 650.4 |
| 1971-1972 | 67.6 | 57.4 | 66.2 | 45.7 | 177.7 | 61.1 | 111.8 | 25.6 | 36.2 | 1.9 | 0 | 0 | 651.2 |
| 1972-1973 | 38.2 | 37.9 | 0 | 105.9 | 233.7 | 85.3 | 109.2 | 56.8 | 3.4 | 35 | 0 | 0 | 705.4 |
| 1973-1974 | 60.6 | 82.7 | 27.5 | 73.2 | 40.4 | 82.5 | 49.4 | 87.1 | 0 | 13.1 | 9 | 0.5 | 526 |
| 1974-1975 | 25.7 | 110.1 | 77.8 | 56.1 | 25.5 | 132.9 | 74.1 | 31.9 | 74.9 | 1.2 | 0 | 20.9 | 631.1 |
| 1975-1976 | 19 | 44.8 | 286.7 | 70.3 | 80.1 | 125.2 | 124.3 | 66.3 | 64.8 | 7.2 | 41.7 | 15.4 | 945.8 |
| 1976-1977 | 67.6 | 174.9 | 193.4 | 38.9 | 50.2 | 24.8 | 27.2 | 112.8 | 92.2 | 19.9 | 0 | 16.9 | 818.8 |
| 1977-1978 | 9.5 | 5.9 | 95.9 | 25.7 | 103.4 | 102.5 | 68.8 | 49 | 26.4 | 10 | 0 | 0 | 497.1 |
| 1978-1979 | 0 | 39.3 | 43 | 26.5 | 59 | 136.1 | 82.7 | 214.5 | 12.5 | 21.3 | 0 | 0 | 634.9 |
| 1979-1980 | 59 | 28.1 | 31.5 | 60 | 59 | 65.5 | 110.5 | 74.4 | 140 | 38 | 0 | 0 | 666 |
| 1980-1981 | 54.3 | 18.8 | 44.5 | 171.1 | 56.5 | 69.5 | 83.5 | 137.5 | 15.1 | 0 | 0 | 14.5 | 665.3 |
| 1981-1982 | 14.2 | 27.1 | 15.2 | 21 | 31.1 | 19.9 | 24.8 | 13.8 | 1.9 | 0 | 0 | 0 | 169 |
| 1982-1983 | 6.4 | 8 | 31.5 | 98.4 | 50.7 | 54.1 | 66.4 | 18.3 | 9.2 | 4.6 | 0 | 0 | 347.6 |
| 1983-1984 | 9.3 | 56.4 | 115.3 | 141.7 | 270.7 | 165.9 | 338.8 | 36.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1134.6 |
| 1984-1985 | 14.5 | 92.8 | 19.1 | 212 | 78.3 | 25.8 | 146.8 | 19 | 42 | 0 | 0 | 0 | 650.3 |
| 1985-1986 | 57.5 | 19.7 | 18.5 | 26.9 | 75.4 | 34.9 | 69.6 | 17.3 | 15.8 | 9.4 | 0 | 0 | 345 |
| 1986-1987 | 93.1 | 61.8 | 100.8 | 134.5 | 68.4 | 157.6 | 85.3 | 36.7 | 57 | 0.2 | 20.7 | 4.4 | 820.5 |
| 1987-1988 | 0 | 21.6 | 81.3 | 15 | 100.8 | 73.8 | 106 | 44.7 | 39.3 | 50.4 | 0 | 0 | 532.9 |
| 1988-1989 | 35.5 | 0 | 43.6 | 247.2 | 57.3 | 69.5 | 61.4 | 99.5 | 0 | 13.1 | 14.4 | 0 | 641.5 |
| 1989-1990 | 21.6 | 53.9 | 33.3 | 18.9 | 106.7 | 0 | 23.5 | 32.3 | 38.9 | 2.5 | 17.4 | 0 | 349 |
| 1990-1991 | 2 | 2 | 97.8 | 141.4 | 32.1 | 53.2 | 86.1 | 46.2 | 46.6 | 18.6 | 2.1 | 0 | 528.1 |
| 1991-1992 | 16.2 | 81.7 | 26 | 18.8 | 32.8 | 30.3 | 15.5 | 15.4 | 18.4 | 3.2 | 0 | 0 | 258.3 |
| 1992-1993 | 9.2 | 33.2 | 53 | 75.1 | 88.7 | 22.8 | 14.7 | 9.1 | 24.3 | 4.1 | 1.9 | 6 | 342.1 |
| 1993-1994 | 15.8 | 15 | 10.3 | 135.8 | 59.4 | 85.2 | 9.6 | 61.5 | 3.1 | 0 | 0 | 0 | 395.7 |
| 1994-1995 | 18.7 | 80.4 | 32.2 | 71 | 221.7 | 0 | 180 | 19.2 | 0 | 26.3 | 0 | 4.7 | 654.2 |
| 1995-1996 | 66.6 | 23.3 | 34.8 | 27 | 82.9 | 203.6 | 13 | 50.5 | 56 | 9.7 | 0.6 | 0.8 | 568.8 |
| 1996-1997 | 1.5 | 16.5 | 18.2 | 73.5 | 57.2 | 23.2 | 17.9 | 50 | 13.2 | 38.8 | 0 | 19.2 | 329.2 |
| 1997-1998 | 42.4 | 63.8 | 126.3 | 108.8 | 5.7 | 10.9 | 48.7 | 3.1 | 10.4 | 1.1 | 0 | 14.6 | 435.8 |
| 1998-1999 | 5.2 | 43.6 | 136.3 | 42.5 | 26.3 | 21.6 | 13.6 | 12.4 | 34.8 | 1.4 | 4.6 | 0 | 342.3 |
| 1999-2000 | 26.7 | 5.1 | 9.9 | 126.5 | 18.1 | 4.6 | 4 | 6.4 | 31.1 | 31.1 | 0 | 12.7 | 276.2 |
| 2000-2001 | 18 | 15.5 | 16.1 | 56.1 | 45.5 | 45.6 | 19.8 | 50.8 | 42.6 | 0 | 0 | 17.4 | 327.4 |
| 2001-2002 | 68.4 | 7.7 | 22.2 | 29.4 | 19 | 38.6 | 34.5 | 37.7 | 11.6 | 2.4 | 11.5 | 31.5 | 314.5 |
| 2002-2003 | 13.5 | 25 | 125 | 106.7 | 259.7 | 111.3 | 32.4 | 32.5 | 47.5 | 0 | 0 | 0 | 753.6 |
| 2003-2004 | 74 | 20.3 | 21.5 | 180.3 | 112.2 | 11.8 | 59 | 51.9 | 79.9 | 56.7 | 0 | 0 | 667.6 |
| 2004-2005 | 30.5 | 29.5 | 120.8 | 135 | 207.4 | 70.4 | 41.6 | 127.5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 762.7 |
| 2005-2006 | 11.5 | 1.6 | 9.2 | 111.2 | 119.2 | 90 | 15.7 | 9 | 64 | 0 | 5 | 7 | 443.4 |
| 2006-2007 | 13 | 17.5 | 29.5 | 102.7 | 26.5 | 38 | 206.5 | 68.5 | 15 | 19.5 | 2 | 0 | 538.7 |
| 2007-2008 | 39 | 23.5 | 10.5 | 127.5 | 9.5 | 14 | 121.4 | 26.5 | 58 | 15 | 15 | 0 | 459.9 |

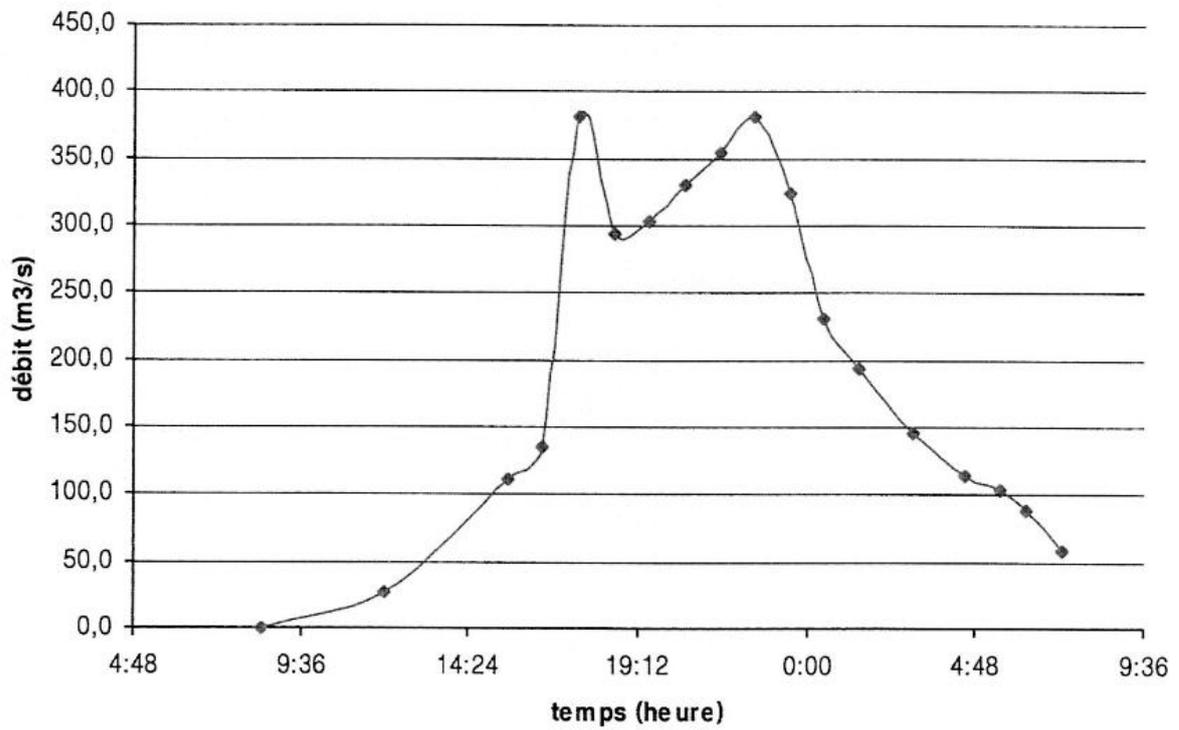
A.4. Hydrogramme de la crue de février 1984



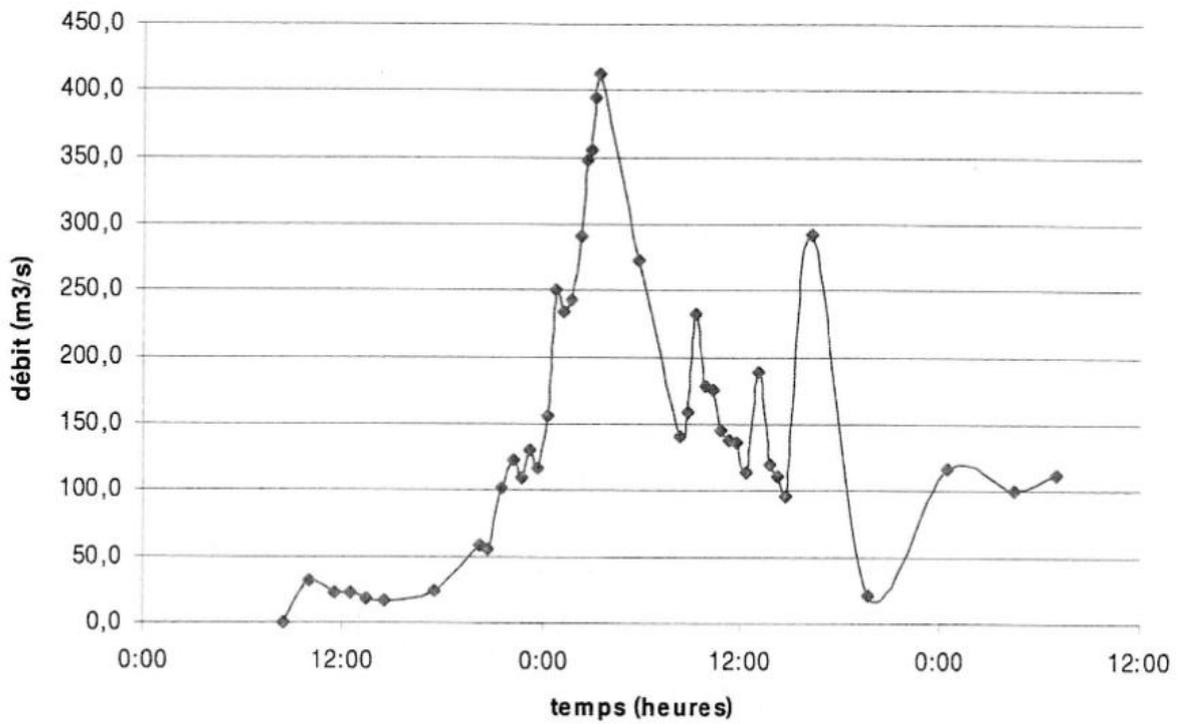
A.5. Hydrogramme de la crue de Décembre 1984



A.6. Hydrogramme de la crue de Mars 1985



A.7. Hydrogramme de la crue de Décembre 1992



A.8. Hydrogramme de la crue de Novembre 2004

