

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Hassiba Benbouali de Chlef
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
Département d'Hydraulique



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de
DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Hydraulique

Par
Ali HADDAD

Thème :

**CRUES EXTREMES ET TRANSPORT SOLIDE EN MILIEU
ARIDE - MODELISATION NUMERIQUE**

Soutenue le 23/06/2018, devant le jury composé de :

Hamoudi Abdelamir SAAED	Professeur	UHB Chlef	Président
Mohamed HABI	Professeur	Université de Tlemcen	Examineur
Karim EZZIANE	Professeur	UHB Chlef	Examineur
Djamel BOUTATAOU	Professeur	UKM Ouargla	Examineur
Boualem REMINI	Professeur	Université de Blida	Rapporteur
Mohamed REMAOUN	Professeur	UHB Chlef	Co-Rapporteur

*À la mémoire de mes
grands pères et mères que
Dieu le tout puissant les
accueille en son vaste
Paradis.*

REMERCIEMENTS

A l'issue de ce travail, je tiens à remercier Mr B. REMINI, Professeur à l'université de Blida1, d'avoir accepté de diriger avec beaucoup d'attention et de soin cette thèse. Je lui suis très reconnaissant pour sa disponibilité, sa bienveillance et son soutien permanent, et d'avoir prêté un intérêt constant au sujet de la thèse. Je lui dois beaucoup pour le contenu du travail présenté, pour les critiques constructives et son aide aux différentes entraves rencontrées, pour ses qualités humaines.

Je tiens également à remercier Mr M. REMAOUN, Professeur à l'université de Chlef d'avoir accepté de codiriger cette thèse, qui m'a offert un soutien permanent durant toute la période de préparation de la thèse. Je lui suis reconnaissant pour ses qualités humaines.

Je dois beaucoup à Mr SAAED, Professeur à l'université de Chlef, Président du jury, qui m'a non seulement encouragé mais surtout donné envie d'en savoir plus. Je lui remercie infiniment.

Je remercie aussi vivement tous les membres du jury : Mr K. EZZIANE Professeur à l'université de Chlef, Mr D. BOUTATAOU Professeur à l'université de Ouargla, Mr M. HABI Professeur à l'université de Tlemcen pour l'intérêt manifesté à mon travail et qui ont consacré une partie de leur temps précieux à la lecture de ce manuscrit.

Enfin, merci à ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à la préparation de cette thèse.

ملخص

لقد أخذت دراسة الفيضانات القصوى منذ وقت طويل انتباه الباحثين خاصة حيث يواجه تحليل تردد الفيضانات مشكلة البيانات والحد من المعلومات في المناطق القاحلة وشبه القاحلة. وتولد هذه الظاهرة تدفقات عنيفة للغاية مصحوبة بتآكلات قوية وتعديلات معتبرة في الوادي وتدمير بنياتها التحتية. يمكن تقسيم الفيضانات القصوى حسب تكوينها إلى نوعين رئيسيين ؛ الفيضانات القصوى الطبيعية التي هي نتيجة العواصف المطيرة والفيضانات الناجمة عن انهيار السدود. في هذا النحو، طورنا في المرحلة الأولى نموذجاً رقمياً يستند إلى حل معادلات Saint Venant- Exner ذات البعد الواحد من خلال مخطط الفرق المحدود الضمني. وقد تم تطبيق النموذج على سد الحمير الذي بني في منطقة شبه قاحلة ويتسم بنسبة توحد جد مرتفعة. لقد سمحت لنا محاكاة العديد من سيناريوهات تحطم السد برسم خرائط المناطق التي ستغمرها الفيضانات وتنقل الرواسب في الوادي الذي يسببه فيضان تحطم السد. بالمرحلة الثانية ، طورنا نموذجاً رقمياً لمحاكاة انتشار الفيضانات القصوى الطبيعية. ويستند هذا النموذج على حل معادلة الاستمرارية من خلال طريقة Muskingum ويتم إعطاء شروط الحد الأدنى لأعلى المصب لكل مقطع حسابي بواسطة طريقة Sokolovsky. حيث تم تطبيق هذا النموذج على المجرى الرئيسي للمياه لحوض واد البيوض الذي يقع في منطقة قاحلة. وقد تم التحقق من صحة و دقة النموذج من خلال الهيدروغرام المعاد تكوينه في سد فوم الغرزة. يمكن للنموذج أن يحاكي ، وفقاً لكمية الأمطار المتوقعة ، تطور انتشار موجة الفيضانات على طول المجرى الرئيسي و كذا حساب الهيدروغرام الناتج في السد

مفتاح الكلمات/ الفيضانات القصوى-النموذجية الرقمية-تنقل الرواسب- المناطق القاحلة- انهيار السدود

ABSTRACT

Study of extreme floods has taken since a long time the attention of researchers especially where flood frequency analysis is faced to the problem of data and limitation of information in arid and semi-arid regions. This phenomenon generates very violent flows accompanied by strong erosions, major modifications of the valley and destruction of its infrastructures. Extreme floods may be divided according to its genesis into two main types; natural extreme floods which are the result of rainstorms and floods caused by dam failure. With this intention, we have developed, in the first way, a numerical model which is based on the resolution of the one-dimensional Saint Venant–Exner equations by the implicit finite difference scheme. The model has been applied on the Hamiz dam which is built in the semi arid zone and presents a high rate of silting. The simulation of several scenarios of dam failure has allowed us to plot the cartography of flooded areas and sediment transport in the valley which is induced by the flood of dam failure. In the second way, we have developed a numerical model to simulate the propagation of natural extreme floods. This one is based on the resolution of continuity equation by the Muskingum method and upstream boundary conditions of each calculated reach are given by the Sokolovsky method. The model has been applied on the mean stream of oued El Abiod watershed which is located in arid region. The stability of model has been checked by the reconstituted hydrographs in the Foug El Gherza dam. The program can simulate, according to different rainfall, the evolution of flood wave propagation through the mean stream and by consequence the resultant hydrograph in the dam.

Key words: Extreme floods- numerical modeling- solid transport- arid region- dam failure.

RESUME

L'étude des crues extrêmes en milieu aride et semi aride a pris depuis long temps l'attention des chercheurs vue le manque de données pour l'analyse fréquentielle des crues. Ce phénomène génère des écoulements très violents accompagnés par une forte érosion, modifications majeures de la vallée et destruction des infrastructures. Les crues extrêmes se résument selon leur genèse en deux types : crues naturelles qui sont dues principalement à des averses violentes. Le deuxième type est celui des crues de rupture des barrages. Dans ce contexte nous avons développé en premier lieu un modèle numérique basé sur la résolution des équations monodimensionnelles de Saint Venant-Exner par la méthode des différences finies en schéma implicite de Preisman. Le modèle a été appliqué sur le barrage de Hamiz (Algérie) qu'est construit en zone semi aride et qui présente un tau d'envasement très considérables. La simulation de plusieurs scénarios de rupture nous a permis de tracer la cartographie des zones vulnérables à l'inondation et au transport des sédiments induits par la crue de rupture. En second lieu nous avons conçu un modèle numérique de simulation de la propagation des crues extrêmes naturelles. Ce dernier est basé sur la résolution de l'équation de continuité liquide par la méthode de Muskingum tout en définissant les conditions aux limites aval des biefs de calcul par la méthode de Sokolovsky. Le modèle a été appliqué sur le cours d'eau principal du bassin versant d'oued El Abiod qui se trouve dans un milieu aride. La stabilité du modèle a été vérifiée par les hydrogrammes de crues reconstituées dans le barrage de Foug El Gherza. Le programme permet de simuler selon différentes précipitations l'évolution de la propagation de l'onde de crue le long du cours d'eau principal et par conséquent l'hydrogramme de crue entrant dans le barrage.

Mots Clés : Crues extrêmes- Modélisation numérique- Transport solide- Milieu aride- rupture de barrage.

SOMMAIRE

	page
INTRODUCTION GENERALE	20
Chapitre I	
APPERCU SUR LES CRUES EXTREMES EN MILIEU ARIDE	
Introduction	23
I.1 Les crues dans le monde	23
I.2. Les crues dans le milieu aride	24
I.2.1 Définition de l'aridité	24
I.2.2 Causes de l'aridité	25
I.2.3 Climat des zones arides	25
I.2.4 Précipitations	26
I.2.5 Températures	27
I.2.6 Humidité atmosphérique	27
I.2.7 Vent	28
I.2.8 Sols des zones arides et importance de leurs propriétés	29
I.3 Genèse des crues extrêmes naturelles en milieu aride	31
I.3.1 Le ruissellement direct non strictement hortonien	31
I.3.1 .1 La battance	31
I.3.1.2 Le ruissellement par saturation	32
I.3.2 Surface du bassin	33
I.3.3 Forme du bassin	33
I.3.4 Synthèse	33
I.4 Crues de rupture de barrage	35
I.4.1 Conséquence de rupture des barrages	36
I.4.2 Scénarios de rupture d'un barrage	37
Chapitre II	
MODELES DE PREVISION DES CRUES EXTREMES.	
II.1 Modèles de prévision des crues naturelles	39
II.1.1 Objectifs et potentialités de la prévision de débit	39
II.1.2 Prévision de débit à grande échelle	40
II.1.3 Modèles basés sur la résolution des équations hydrodynamiques	41
II.1.4 Prévision de débit à moyenne échelle	42
II.1.4.1 Réseaux de neurones artificiels	43
II.1.4.2 Modèles statistiques - lissage et décomposition	44
II.1.4.3 Modèles statistiques - régressions multiples	45
II.1.4.4 Modèles hydrologiques conceptuels	46
II.1.5 Prévision de débit à petite échelle	46
II.2 Modélisation du ruissellement direct.	46
II.2.1 Concept de base du modèle de l'hydrogramme unitaire	47
II.2.2 Estimation des paramètres du modèle de l'hydrogramme unitaire	48
II.2.3 Le modèle SCS (Soil Conservation Service)	48
II.2.4 Modèle de l'hydrogramme unitaire de Snyder	50
II.2.5 Le modèle de CLARK	51

II.2.6	Le modèle de MODCLARK	52
II.2.7	Le modèle de l'onde cinématique	53
II.2.8	Applicabilité et limitations de modèles de ruissèlement direct	53
II.3	Modèles de prévision des crues de rupture de barrage	54
II.3.1	Formules	55
II.3.2	Modèles prévisionnels	58
II.3.2.1	Modèles de rupture progressive du barrage	58
II.3.2.2	Modèles de modélisation de la formation d'une brèche lors d'une surverse	59
II.3.3	Modèles de rupture instantanée du barrage	64
II.3.3.1	Modèle de Ritter	64
II.3.3.2	Modèle de DRESSLER	66
II.3.3.3	Modèle de SINGH	67
II.3.3.3	Modèle de PHOLE	68
II.3.3.4	Comparaison des solutions selon PHOLE et RITTER	69
II.3.3.5	Comparaison des débits de rupture selon Phole et Ritter	70
II.3.3.5	Estimation du débit de rupture à l'ouvrage en prédéfinissant la géométrie de l'ouverture maximale	71
II.3.4	Modèles couplés hydrauliques et géotechniques	73
II.3.5	Méthodes normées	73
II.3.5.1	Règles Pratiques sur la définition des brèches de rupture	74

Chapitre III

MODELES NUMERIQUES DE SIMULATION DE LA PROPAGATION DE L'ONDE DE CRUE.

III.1	Notion de modèle	76
III.2	Calage du modèle	77
III.3	Conditions aux limites	77
III.4	État initial	77
III.5	Pertes de charge par frottements	78
III.6	Pertes de charge singulières	79
III.8	Considérations pratiques de construction des modèles	79
III.9	Stabilité numérique, convergence	80
III.10	Choix du modèle	82
III.11	Précision et fiabilité des résultats	82
III.12	Études de sensibilité	83
III.13	Calcul de la propagation de l'onde de crue.	83
III.13.1	Modèle de Puls modifié	83
III.13.2	Le modèle de Muskingum	84
III.13.2.1	Conception de base et formulation	85
III.14	Modèle de l'Onde cinématique	88
III.15	Modèle Muskingum-Cunge	89
III.16	Applicabilité et limitation des modèles :	90

Chapitre IV**CONCEPT HYDRODYNAMIQUE DE L'ÉCOULEMENT ET DU TRANSPORT SOLIDE DUS AUX CRUES EXTREMES**

IV.1 Introduction	92
IV.2 Concept hydrodynamique de l'écoulement	92
IV.2.1 Lois de conservation	92
IV.2.1.1 Equation de continuité liquide	93
IV.2.1.2 Conservation de la quantité de mouvement	94
IV.3 Transport des sédiments	97
IV.3.1 Définition et différenciation des types de transport des sédiments	97
IV.3.1.1 Critère du mécanisme de transport	98
IV.3.1.2 Critère du rapport avec le fond	98
IV.3.1.3 Critère hydrodynamique	99
IV.3.2 Mise en Mouvement des sédiments contenus dans la retenue	100
IV.3.2.1 Processus de la mise en mouvement des sédiments	100
IV.3.2.2 Rupture progressive d'une digue par surverse	102
IV.3.2.2.1 Erosion des ouvrages en terre	102
IV.4 Concept hydrodynamique du transport des sédiments	105
IV.4.1 Equation de continuité solide	105
IV.4.2 Lois de frottement	107
IV.4.2.1 Vitesse critique	107
IV.4.2.2 Tension critique	107
IV.5 Comportement rhéologique du transport des sédiments	111
IV.5.1 Ecoulements à faible concentration en sédiments	112
IV.5.2 Ecoulements à forte concentration en sédiments	113
IV.6 Quantification des quantités érodées	115
IV.6.1 Les matériaux non cohésifs	116
IV.6.2 Les matériaux cohésifs	117
IV.7 Méthodes de quantification des sédiments transportés	118
IV.7.1 Par l'utilisation des formules	118
IV.7.1 .1. Formules directes	118
IV.7.1 .2. Formules indirectes	118
IV.7.2 Par des mesures in situ	122
IV.8 Procédés de quantification	122
IV.8.1 Mesures du charriage	122
IV.8.2 Mesures de la suspension	123
IV.8.3 Par processus de modélisation	124

Chapitre V**MODELISATION ET SIMULATION DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HAMIZ**

V.1 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	126
V.1.1 Situation du barrage	126
V.2 Historique du barrage	127

V.2.1 Construction	127
V.2.2 <i>Caractéristiques du bassin versant</i>	128
V.2.3 Vocation du barrage	128
V.2.4 Comportement après la mise en eau	128
V.2.5 Travaux de consolidation	129
V.2.6 Envasement du barrage	129
V.3 Le barrage actuel	130
V.3.1 Surélévation et renforcement du premier barrage, construction de l'évacuateur	130
V.3.2 Etablissement du rideau d'étanchéité	130
V.3.3 Dimensions actuelles de La digue	131
V.3.3 Capacité de la retenue	131
V.3.4 L'évacuateur de crue	131
V.3.5 Vidange de fond	132
V.3.6 Drains	132
V.3.7 La prise d'eau	132
V.3.8 Usine électrique	132
V.4 Caractéristiques de la vase du Hamiz	132
V.4.1 Importance et nature des sédiments	132
V. 4.2 Propriétés physiques des sédiments et comportement sous les actions hydrodynamiques	134
V.4.2.1 Vitesse de chute	134
V.4.2.2 Tassement	134
V.4.2.3 Rhéologie	135
V.5 Sismicité de la zone d'étude	136
V.6 Caractéristiques de l'oued d'El Hamiz en aval du barrage	136
V.6.1 Profil en long	136
V.6.2 Profil en travers et morphologie des différents secteurs	136
V.6.2.1 Du barrage à Fondouk	137
V.6.2.2 De Fondouk à Hamadi	137
V.6.2.3 De Hamadi à la route nationale 5	137
V.6.2.4 De la route nationale 5 à la mer	137
V.7. Modélisation de la propagation de l'onde de rupture	139
V.7.1 Prévision de la propagation de la crue de rupture	139
V.7.2 Construction du modèle du site	139
V.7.2.1 Modélisation de la retenue	139
V.7.2.2 Modélisation de la vallée	140
V.7.2.2 .1 La délimitation du domaine à recouvrir	140
V.7.2.2.2 Recherche et importation des cartes d'état major	140
V.7.2.2.3 Digitalisation des cartes	140
V.7.2.2.4 Positionnement du profil en long	140
V.7.2.2 .5 Positionnement des profils en travers	140
V.7.2.2.6 Modélisation des profils en travers	141
V.8 Modélisation du processus de rupture	142
V.8.1 Estimation du débit Max de la brèche	142
V.8.2 Hydrogramme de rupture de l'ouvrage	143
V.8.3 Modélisation de l'hydrogramme de rupture	143

V.8.4 Calcul du volume d'eau restant dans la retenue	143
V.8.5 Modélisation de la hauteur d'eau dans la retenue	143
V.8.6 Estimation du débit solide érodé dans la retenue	144
V.8.6.1 Modélisation de la surface érodée	144
V.8.6.2 <i>Evaluation des contraintes de cisaillement</i>	145
V.8.6.3 Calcul du débit solide érodé	145
V.8.7 Modélisation de l'écoulement	145
V.8.8 Méthodes de résolution des équations de SAINT VENANT	147
V.8.8.1 Méthode des éléments finis	147
V.8.8.2 Méthode des différences finies	148
V.8.9 Schéma de résolution des équations de SAINT VENANT	148
V.8.9.1 Schéma explicite	148
V.8.9.2 Schéma implicite	148
V.8.10 Choix du schéma de discrétisation	148
V.8.11 Discrétisation des équations de SVT	149
V.8.12 Les conditions initiales	150
V.8.13 Les conditions aux limites	150
V.8.14 Etude de la stabilité numérique pour la phase liquide	151
V.9 Modélisation du transport des sédiments dans la vallée	151
V.9.1 Etude de la stabilité numérique de la phase solide	152
V.10 Organigramme de résolution	153
V.11 Mise en programmation du modèle	155
V.11.1 Choix du langage de programmation	155
V.11.2 Elaboration d'un programme	155
V.12. Simulation numérique de l'écoulement du à la rupture du barrage	156
V.12.1 Description du programme	156
V.12.2 Données nécessaires à la simulation	157
V.12.2.1 Les caractéristiques de la digue	157
V.12.2.2 Les caractéristiques de la retenue	157
V.12.2.3 Les caractéristiques des sédiments contenus dans la retenue	157
V.12.2.4 Données relatives à la formation de la brèche	158
V.12.2.5 Caractéristiques de la vallée	158
V.12.2.6 Le pas de temps	158
V.12.3 Utilisation du programme	158
V.12.4 Application du code au cas du barrage Hamiz	159
V.12.5 Affichage des résultats de la simulation	159
V.13 Résultats et discussion	159
V.13.1 Le temps de vidange de la retenue	159
V.13.2 Les contraintes de cisaillement dans la retenue	161
V.13.3 L'érosion en fonction du degré de consolidation des sédiments	161
V.13.4 La quantité des sédiments induits	162
V.13.5 Concentration en sédiments	163
V.13.6 Comparaison de l'hydrogramme des sédiments avec celui de la rupture	164
V.13.7 Le débit max dans la vallée	164
V.13.8. Hauteurs maximales dans la vallée	164

V.13.9 La vitesse max dans la vallée	165
V.13.10 Variation du débit en fonction du temps	166
V.13.11 Régimes d'écoulement	166
V.13.12 Profils des vitesses au niveau des profils en travers	167
V.13.13 Etendue de l'inondation	167
V.13.14 Représentation des zones vulnérables à l'inondation	168
V.13.15 Durée de l'inondation	169
V.13.16 Transport des sédiments	170
V.13.17 Représentation des zones vulnérables au dépôt des sédiments	170
V.13.16 Dépôt des sédiments dans la vallée	171
V.13.17 Quantité des sédiments déposée dans la vallée	174

Chapitre VI

SIMULATION DES CRUES EXTREMES DANS LE BASSIN VERSANT D'OUED EL ABIOD

VI.1. Présentation du bassin versant l'Oued El Abiod	175
VI.1.1 Situation géographique	175
VI.1.2 Morphométrie du bassin versant	175
VI.1.2.1 La forme	176
VI.1.2.2 Rectangle équivalent	176
VI.1.2.3 Caractéristiques des altitudes	176
VI.1.2.4 Courbe hypsométrique	176
VI.1.2.5 Le réseau hydrographique:	177
VI.2 Evénements historiques et scénarios calculés	177
VI.3 Historique de crues :	178
VI.3.1 Données historiques :	178
VI.3.2 Station de M'Chounech :	178
VI.3.3 Hydrogrammes des crues	178
VI.3.3.1 Données de l'ANRH :	178
VI.3.3.2 Reconstitution des crues au barrage de Foug El Gherza	181
VI.4. Modélisation de la propagation des crues extrêmes	182
VI.4.1 Méthodologie	182
VI.4.2 Calcul du temps de concentration « Tc »	183
VI.4.4 Calcul de l'hydrogramme de crue	183
VI.4.5 Conception du modèle géométrique du cours d'eau	184
VI.4.6 Equations	184
VI.4.7 Algorithme de résolution	188
VI.4.8 Conditions initiales	188
VI.4.9 Conditions aux limites	188
VI.4.10 Résolution des équations discrétisées.	188
VI.4.11 Incrémentation de temps	190
VI.4.12 Incrémentation d'espace	190
VI.4.13 Stabilité numérique.	190
VI.4.14 Calibrage et validation	190
VI.4.15 Description du programme	190

VI.4.16 Résultats et discussion	191
VI.4.16.1 Hydrogramme d'entrée	191
VI.4.16.2 Hydrogramme de sortie	192
VI.4.16.3 Comparaison entre l'hydrogramme calculé et l'hydrogramme global	192
VI.4.16.4 Comparaison entre volume obtenu par simulation et volume global	193
VI.4.16.5 Relation Précipitation – Débit max du bassin versant d'oued El Abiod	194
CONCLUSION GENERALE	195
BIBLIOGRAPHIE	198
ANNEXE	207

LISTE DES FIGURES

- Figure N°II.1 Schéma de principe de la prévision de débit sur un bassin versant de grande échelle .*
- Figure N°II.2 Schéma d'un réseau de neurones artificiels à couches multiples.*
- Figure N°II.3 Hydrogramme unitaire SCS*
- Figure N°II.4 Hydrogramme unitaire de Snyder*
- Figure N°II.5 : Eléments principaux de la solution de RITTER: a) avant la rupture; b) après la rupture.*
- Figure N°6: Solution de DRESSLER*
- Figure N°II.7 Solution de Phole, lignes d'eau successives*
- Figure N°II.8 : Solution de PHOLE, champ des vitesses Figure N°II.9 Comparaison des solutions de PHOLE et de RITTER*
- Figure N°II.10 Comparaison des débits de rupture selon PHOLE et RITTER*
- Figure N°II.11 Prévision du thalweg de brèche par modèle numérique*
- Figure N°IV.1 Schéma d'un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond fixe*
- Figure N° IV.2 Schéma pour l'équation de l'énergie entre deux sections*
- Figure N° IV.3 Schéma des modes de transport*
- Figure N° IV.4. Champ des contraintes maximales prédites pour la brèche de 11 m Formée en 30 minutes*
- Figure N° IV.5 Volume de contrôle pour l'équation de continuité solide*
- Figure N° IV.6 Tension adimensionnelle de frottement τ^* en fonction du diamètre adimensionnel du granulat d^* ,*
- Figure N° IV.7 Répartition de la tension tangentielle*
- Figure N°V.1 Situation de la zone d'étude (carte d'état Major de l'Algérie)*
- Figure N°V.2 Envasement du barrage 1914*
- Figure N°V.4 Courbe granulométrique des vases contaminées dans le barrage El Hamiz*
- Figure N° V.5 Variation de la vitesse de chute des vases en fonction de la concentration (milieu aqueux naturel)*
- Figure N°V.6 Variation de la rigidité initiale des vases en fonction de la teneur en sédiment sec*
- Figure N° V.7 Les différents secteurs de l'oued El Hamiz*
- Figure N° V.8 Profil en long de la digue*
- Figure N°V.9 Courbe hauteur- largeur de la future brèche*
- Figure N° V.10 Courbe hauteur volume de la retenue*

Figure N° V.11 Schéma implicite de Preissman

Figure N°V.12 Organigramme de simulation de l'écoulement et du transport des sédiments dus à la rupture du barrage.

Figure N°V.13 Hydrogramme de rupture du barrage

Figure N°V.14 Vidange de la retenue en fonction du temps de rupture

Figure N°V.15 Mise en mouvement des sédiments de différents diamètres en fonction du temps

Figure N°V.16 Variation de la concentration en sédiment en fonction du temps

Figure N°V.17 Décalage entre les débits liquides et les débits solides

Figure N°V.18 la ligne d'eau dans la vallée suivant l'axe de l'oued

Figure N°V.19 Variation de la vitesse

Figure N°V.20 Variation du nombre de Froude

Figure N°V.21 Comparaison des largeurs mouillées avec le modèle HEC-RAS

Figure N°V.22 Etendue de l'inondation

Figure N°V.23 Transport des sédiments dans la vallée

Figure N°V.24 Les zones vulnérables au dépôt des sédiments

Figure N°VI.1 Situation géographique du bassin versant Oued El Abiod

Figure N° VI.2 Soubassins versants et réseau hydrographique d'oued El Abiod

Figure N° VI.3 Hydrogramme de la crue du 21/09/1989

Figure N° VI.4 Crue du 3 et 4 septembre 1979

Figure N° VI.5 Crue du 22 octobre 1984

Figure N° VI.6 Crue du 31 octobre 1982

Figure N° VI.7 Crue du 29 et 30 mars 2004

Figure N° VI.8 Crue du 15 et 16 avril 2004

Figure N°VI.9 Comparaison entre hydrogramme reconstitué et hydrogramme calculé.

Figure N°V.10 Hydrogrammes de crue calculés pour différentes précipitations de courte durée.

Figure N°VI.11 Comparaison entre l'hydrogramme global et l'hydrogramme calculé.

Figure N°VI.12 Volume intercepté en fonction de Pct du modèle analytique et numérique.

Figure N°VI.13 Volume intercepté en fonction de la précipitation de courte durée.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N°I.1 : Classification de l'aridité

Tableau N°I.2 Perte humaines majeures au XIX^e et XX^e siècle

Tableau N° IV.1 Paramètres de l'équation (IV.30)

Tableau N°VI.1: débits max des soubassins

LISTE DES SYMBOLES

Q : Débit liquide volumique

$B(h)$: La largeur à la surface libre

$h(x, t)$: La profondeur de l'écoulement

U : La vitesse moyenne

$\frac{U^2}{2g}$: Hauteur due à la vitesse

$\frac{p}{\gamma}$: Hauteur due à la pression

Z : Côte de l'élément considéré

$\frac{p_t}{\gamma}$: Hauteur totale ou bien charge total

$\frac{p}{\gamma} + Z = \frac{p^*}{\gamma}$: Hauteur piézométrique

$\frac{p^*}{\gamma}$: La hauteur piézométrique

J_f : La pente du cours d'eau

dx : La distante

$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx$: Terme de l'énergie due à l'accélération dans la direction x

$\frac{1}{g} \frac{\tau}{\rho} \frac{dP_m}{ds} = h_r$: Terme représentant la perte de charge due au frottement

τ : Tension tangentielle due au frottement sur l'élément considéré

P_m : Périmètre mouillé de l'élément de surface ds

α_e : Coefficient de correction de l'énergie

n^* : Le nombre de Rouse

V_{ss} : Vitesse de chute des particules

U_* : Vitesse de frottement de l'écoulement

β : L'angle de la pente de la brèche

β_c : Angle critique

ϕ : La pente latérale de la brèche prend une valeur ;

β_0 : l'inclinaison de la pente aval par rapport à l'horizontale.

V : Le volume de l'échantillon : $V = B \cdot dx \cdot \frac{\partial Z}{\partial t} \cdot dt$

$V_{s,ré}$: Le volume solide réel : $V_{s,ré} = V - V_p$

V_p : Volume des pores

P : La porosité
V_{s,ent} : Le volume du solide entrant
V_{s,sor} : Le volume du solide sortant
 ΔV_s : La variation du volume de solide
W : poids de la particule
R_H : le rayon hydraulique,
 γ_s : le poids volumique du granulat
 γ : le poids volumique l'eau
 $(U_b)_{cr}$: la vitesse critique Brahms
U_{cr} : la vitesse moyenne critique
u_{bcr} : la vitesse critique près du fond,
 τ_{ocr} : la tension critique de frottement
Re^{*} : le nombre de Reynolds de frottement
d_{*} : un diamètre de granulat adimensionnel
d : Diamètre des grains solides
 δ : Coefficient ($\delta=1$ pour les sphères, $\delta=4,4$ pour les grains plat)
U_{*} : La vitesse de frottement
 τ_0 : La tension tangentielle
 τ_l : La tension laminaire résultante de l'effet de la viscosité
 τ_t : La tension turbulente résultante de la turbulence de l'écoulement.
 μ : est la viscosité dynamique du mélange,
 μ_r : la viscosité relative, qui tient compte des sédiments
 μ_0 : la viscosité dynamique du fluide porteur
f : une fonction croissante de γ qui s'annule en 0.
 μ : viscosité dynamique du fluide
 ρ : la densité du mélange liquide/solide
 λ : la concentration linéique,
 ϕ_m : la concentration volumique maximum possible.
q_s: le débit solide unitaire par unité de largeur du lit (m²/s)
 τ_{*cr} : la contrainte adimensionnelle de Shields
s: densité relative
 ϕ : l'angle de frottement interne du sol non cohésif
z(t) : la position du fond
E : Le taux d'érosion par unité de surface de sol
h : hauteur de l'écoulement
U : la vitesse moyenne
 ψ_a : Paramètre d'intensité de frottement qui est fonction d'autres paramètres
 ϕ_a : Paramètre de transport, lui même est une fonction d'autre paramètres
Q_s : le débit solide
C_{sa} : Concentration volumique à un niveau de référence a
C_s : Concentration volumique

n^* : Nombre de Rouse
 V_{ss} : Vitesse de sédimentation
 K : Constante de Van Karman
 U_* : Vitesse de frottement.
 R'_{hb} : Rayon hydraulique du lit du aux rugosités
 R_{hb} : Rayon hydraulique du lit
 ξ_m : Paramètre de rugosité donné par l'équation ci-dessous
 K_s : rugosité total du lit
 K'_s : rugosité due aux granulats
 d_{50} : diamètre équivalent à 50%
 d_{90} : diamètre équivalent à 90% des grains solide
 q_{sb} : Débit solide de charriage par unité de largeur
 S_s : Densité relative
 J_e : Pente énergétique
 h_r : Perte de charge
 dx : Longueur du tronçon)
 q : Débit liquide par unité de largeur
 q_{cr} : Débit liquide critique par unité de largeur
 d_{40} : le diamètre équivalent des grains ; pour une granulométrie non uniforme
 q_{ss} : Le débit solide par suspension
 C : la concentration des sédiments
 Q_{max} : Le débit maximal de la brèche
 z : élévation du fond de la brèche
 E : coefficient d'érodibilité
 U :vitesse moyenne d'écoulement à travers la brèche
 n : exposant d'érodibilité
 Q_b : le débit de la brèche
 C_d : Le coefficient de débit
 Q_{bR} : Le débit de rupture selon Ritter
 Q_{bP} : Le débit de rupture selon Phole
 c_v : correction de la vitesse d'approche
 b_i : largeur instantanée de la base de la brèche
 h_b : hauteur du fond de brèche
 k_s : correction de submergence possible.
 h_t : hauteur instantanée de l'eau dans le bief aval.
 A_e : l'aire d'érosion
 h_e : hauteur du centre de l'aire d'érosion interne
 b : largeur instantanée de l'aire d'érosion
 i : incrément
 Q_{max} : débit maximal de la brèche
 $Z(t)$: la cote d'eau en m à l'instant t

$Q(t)$: le débit liquide m^3/s à l'instant t
 x : la distance longitudinale en m
 $B(z)$: la largeur du plan d'eau en m
 $S(z)$: l'aire de la section mouillée en m^2
 g : l'accélération de la gravité en $m.s^{-2}$
 α : le coefficient de Boussinesq.
 K : la débitance
 $A(z)$: l'aire de la section mouillé
 $R_h(z)$: le rayon hydraulique
 K_{str} : le coefficient de rugosité de Strickler
 Ψ : le coefficient de pondération spatiale
 $J_{f,x}$: la pente de frottement au point x du tronçon
 Q_x : le débit de la section x
 k_x : la débitance de la section x
 a_i et b_i : matrices
 c_i : un vecteur colonne
 d_l et d_{im} : Les vecteurs ligne,
 e_l et e_{im} : Les scalaires
 im : le nombre de point de calcul
 C_n : le nombre de Courant de l'écoulement
 Δx : le pas d'espace
 Δt : le pas de temps
 μ : le nombre de Courant de transport des sédiments
 Fr : nombre de Froude

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les plus spectaculaires catastrophes naturelles qu'ont connues les zones arides et semi arides, on trouve les inondations qui causent des dégâts monstrueux, humains ou matériels soient ils. Les environnements arides ou semi arides sont extrêmement divers par leurs formes de terrain, leurs sols, leur faune, leur flore, leurs équilibres hydriques et les activités humaines qui s'y déroulent, Du fait de cette diversité, on ne peut pas donner de définition pratique des environnements arides. Cependant, l'élément commun à toutes les régions arides est l'aridité qu'est exprimée généralement en fonction des précipitations et de la température. La zone aride se caractérise par une chaleur excessive et une précipitation insuffisante et variable. Lorsqu'on décrit la zone aride, on distingue trois grands types de climats: le climat méditerranéen dont la saison des pluies se situe en automne et en hiver. Les étés sont chauds et secs; les températures hivernales sont douces. Le climat tropical où les précipitations se produisent en été. Plus on est loin de l'équateur, plus la saison des pluies est courte. Les hivers sont longs et secs. Le climat continental dont les précipitations sont régulièrement réparties sur toute l'année, bien qu'il y ait une tendance à plus de pluie en été.

Les crues extrêmes se résument selon leur genèse en deux types : crues naturelles qui sont dues principalement à des averses violentes qui caractérisent les zones arides et semi arides qui arrivent soudainement et engendrent rapidement des inondations catastrophiques dans quelques heures seulement. Le deuxième type est celui des crues de rupture des barrages dont le débit de pointe est lié aux caractéristiques du barrage, aux circonstances de rupture et à la distance par rapport au barrage, il peut donc être très supérieur aux débits de crues naturelles. Le passage de ce type de crue provoque une érosion intense du sol faute de pauvreté en couvert végétal. Par la suite il se produit un transport considérable des particules solides érodées.

Depuis moins d'un siècle, les besoins en eau et en énergie électrique, ont conduit à réaliser des barrages de dimensions considérables permettant le stockage des quantités d'eau importantes. Dès la première mise en eau, l'ouvrage n'est pas inerte : il vit, il travaille et se fatigue, comme toute construction. Donc il faut exercer une surveillance constante de l'ouvrage en l'auscultant régulièrement. Parmi les principaux événements susceptibles de nuire à la stabilité des barrages on trouve les crues extrêmes et les séismes. Les crues génèrent la submersion de la digue faute de soudimensionnement des ouvrages d'évacuation. Les séismes, eux, provoquent, selon le degré de ces derniers, la rupture instantanée du barrage. La rupture d'un barrage n'est pas en général un phénomène brutal : un barrage en remblai se rompt progressivement par érosion externe ou interne

laissant apparaître des fuites qui augmentent progressivement. Un barrage en béton a tendance à se rompre plus rapidement. Lors d'une rupture, on observe en aval du barrage une inondation catastrophique comparable à un raz de marée précédée par le déferlement d'une onde de submersion. Cette onde se distingue d'une crue naturelle par un temps de montée et un temps de décrue plus faible.

L'étude des crues extrêmes par la voie de la modélisation numérique consiste en la conception des modèles de prévision des crues extrêmes et transport solide qui conditionnent la gestion de telles situations de crise. En fonction des valeurs de débit liquide et solides prévues seront engagées soit des procédures d'urgence, soit des opérations préventives des ouvrages hydrauliques, ou encore des évacuations de population. Sur le plan de la recherche, la modélisation de la propagation de l'onde de rupture de barrage pose donc d'une manière extrême, l'ensemble des questions soulevées par la modélisation des crues naturelles. Différentes méthodes simplifiées de calcul de la propagation de l'onde de rupture existent et permettent d'obtenir des résultats à la précision souhaitée. Néanmoins l'interprétation des résultats doit être effectuée avec prudence d'autant que des incertitudes demeurent toujours du fait soit de la méthode utilisée, soit d'une relative méconnaissance de certains facteurs tel que la topographie locale.

Les barrages se trouvant dans les zones arides et semi arides se caractérisent par un taux d'envasement considérable dont lors d'une éventuelle rupture, la vase peut être quasi instantanément mobilisée et influe sur le développement de l'onde de crue. A cet effet, lors de la modélisation de l'écoulement du à la rupture d'un barrage envasé, outre la composante fluide, la composante sédimentaire doit, elle aussi, être modélisée pour rendre compte des phénomènes d'érosion et de transport des sédiments induits par l'onde de crue.

Dans la présente thèse nous nous sommes intéressés à l'étude des crues extrêmes et transport solide en milieu aride et semi aride par la voie de la modélisation numérique en développant deux modèles numériques. Dans ce contexte, la rédaction de cette thèse sera commencée par un aperçu bibliographique sur les crues extrêmes en milieu aride et semi aride ainsi que les crues de rupture de barrages et les dégâts matériels et humains causés, afin de mettre en relief l'importance que relèvent les catastrophes dues aux crues extrêmes.

Par la suite, nous allons entamer la recherche bibliographique sur les travaux réalisés par les différents auteurs en la matière. Cette partie comprendra trois phases essentielles et indissociables. En premier lieu, nous allons évoquer les différents fondements de base qui régissent les modèles de prévision des crues extrêmes dues aux crues naturelles et aux ruptures des barrages dans la vallée

ainsi que les critères d'applicabilité de chaque modèle. En second lieu, comme l'étude l'exige, nous allons converger vers les modèles numériques de simulation de la propagation de l'onde de crue provenant de rupture de barrage ou de crue naturelle. Une synthèse des conditions d'application et limitation de chaque modèle serait inéluctable afin de mener à bien notre étude. En troisième partie, nous allons discuter les différents concepts de l'hydrodynamique des écoulements extrêmes à surface libre et de transport solide à savoir les modes d'érosion hydraulique et de mise en mouvements des sédiments dans la vallée et son transport sous l'effet du courant fluide. Pour cela, nous allons supposer que l'érosion, en tant que phénomène local, est seulement due aux contraintes mécaniques exercées localement par l'écoulement du fluide sur le solide.

Une fois l'analyse bibliographique achevée, nous entamerons la modélisation de l'onde de crues d'une éventuelle rupture d'un barrage en tenant compte l'érosion et l'évacuation de la vase dans la vallée. De même pour les particules solides contenus dans la vallée qui seront mis en mouvement et transportés suite au passage de l'onde de crue. Ainsi, nous allons prendre comme exemple d'étude le barrage de Hamiz qui se trouve dans une zone semi aride et qui présente un taux d'envasement très élevé. Le modèle numérique sera basé sur la résolution des équations monodimensionnelles de Saint Venant- Exner par la méthode des différences finies en schéma implicite de Preisman. La stabilité numérique de la phase liquide sera vérifiée par le nombre de Courant et la condition de De Vries pour la phase solide. Afin de valider le modèle ainsi développé, les résultats numériques seront comparés à ceux obtenus par le model HEC-RAS développé par the US Army Corps of Engineers. Les résultats de la simulation seront exploités afin de délimiter les zones vulnérables à l'inondation et à l'érosion ou dépôt des sédiments qui peuvent porter préjudice à l'environnement, ainsi la portée d'évacuation de la vase dans la vallée sous l'effet du courant liquide.

Quant à la simulation des crues extrêmes naturelles, nous allons procéder à la conception d'un modèle numérique de simulation des écoulements de crues issus de soubassins constituant un grand bassin versant dont nous avons pris comme cas d'étude le bassin versant de oued El Abiod qui se trouve dans un milieu aride. En effet, nous allons établir la différence entre la méthode analytique utilisée pour le calcul de l'hydrogramme de crue en utilisant l'équation de Sokolovsky pour les grands bassins versants et la méthode numérique qu'est basée sur la résolution de l'équation de continuité liquide par la méthode de Muskingum. Cette dernière sera appliquée sur le cours d'eau principal du bassin versant d'oued El Abiod afin de fournir des informations exactes sur la propagation des crues le long de ce dernier.

Chapitre I

APPERCU SUR LES CRUES EXTREME EN MILIEU ARIDE

Introduction

L'eau, source de vie, source d'énergie aussi, révèle à l'homme son image. Lorsqu'il se contemple, prostré sur le rivage de son lac ou de son océan préféré, l'homme en tire bonheur et quiétude. Mais l'eau a également le don de lui rappeler sa petitesse. Comme l'immensité du glacier et de ses crevasses dans lesquelles il chute, comme l'infini de l'océan sur lequel il se perd, la crue des rivières et des fleuves est depuis toujours un phénomène aquatique que l'homme respecte et dont il a peur. Survenant à la suite de fortes précipitations, parfois régulières et durables, parfois intenses et violentes, les crues ne laissent après leur passage que désolation, misère et destruction. Les débordements associés aux dépôts de sédiments qu'elles engendrent, les vies qu'elles emportent dans leurs flots et les inondations qu'elles provoquent incitent l'homme à la plus grande prudence ; qui pourtant disparaît avec sa mémoire, dans la mesure où les fortes crues ne surviennent que rarement, et ne se comptent parfois en un lieu qu'à quelques épisodes par siècle. La nature se charge pourtant de rappeler à l'homme sa puissance et de réveiller sa mémoire (JORDAN ,2007).

1.1 Les crues dans le monde

Dans le monde, les dégâts annuels liés aux crues ont été estimés à 50 milliards de dollars US par an durant la décennie 1990-1999 .Si le phénomène n'affecte en général, au niveau mondial, que les classes sociales les plus défavorisées, il provoque annuellement la mort de plus de 5000 personnes selon l'ONU (JORDAN, 2007).

En outre, la croissance de la population, le développement économique et la progression de la densité des valeurs sur le territoire sont des facteurs qui augmentent de manière significative les montants des dégâts d'année en année (SCHLEISS, 2004). Les processus météorologiques à l'origine des crues sont très variés et chaque région vulnérable connaît un nombre limité de processus caractéristiques. Dans les régions de plaine, les crues se révèlent catastrophiques en raison de l'étendue des inondations provoquées par l'absence de relief et par la longue durée des précipitations. De plus, les fortes précipitations provoquent un nombre important de glissements de terrain et de laves torrentielles, phénomènes concomitants aux crues, difficilement prévisibles et provoquant d'innombrables dégâts aux personnes, aux biens et aux infrastructures.

1.2. Les crués dans le milieu aride

1.2.1 Définition de l'aridité

Les environnements arides sont extrêmement divers par leurs formes de terrain, leurs sols, leur faune, leur flore, leurs équilibres hydriques et les activités humaines qui s'y déroulent, Du fait de cette diversité, on ne peut pas donner une définition pratique des environnements arides. Cependant, l'élément commun à toutes les régions arides est l'aridité. Par exemple, dans le domaine de l'agriculture, le terme zone aride et semi aride est appliqué aux domaines où la précipitation ne pourra pas être suffisante pour l'agriculture pluviale (FAO, 1981; Walton, 1969).

Plusieurs autres définitions ont été développées sur la base des données climatologiques à savoir la précipitation, l'évapotranspiration, la température et la radiation. Des indices numériques ont été proposés par les chercheurs afin de quantifier le degré de la sécheresse d'un climat dans une localité et par la suite définir les zones climatiques. L'indice de l'aridité a été revu par Walton (1969) and Stadler (2005). Il y a un désaccord sur les approches utilisées pour délimiter les limites exactes entre les régions ayant différents niveaux d'aridité. Néanmoins, il y a une concordance sur l'emplacement général des régions arides (AGNEW et ANDERSON, 1992).

Le plus simple indice de l'aridité est basé exclusivement sur la précipitation. Une définition communément utilisée dont une région aride reçoit moins de 250 mm de précipitation par an. Ce critère d'aridité a été utilisé par la commission intergouvernementale sur le changement climatique (IPCC 2007). Les régions semi arides sont définies par une précipitation annuelle entre (250 et 500 mm).

L'indice de l'aridité AI de l'UNESCO (1979) est basé sur le ratio la précipitation annuelle (P) et le taux d'évapotranspiration potentielle (ETp) est donné comme suit :

$$AI = \frac{P}{ETp} \dots \dots \dots (I.1)$$

l'UNESCO (1979) a proposé une classification des zones climatiques sur la base de l'indice AI. Le tableau N°I.1

Tableau N°1.1 : Classification de l'aridité (UNESCO ,1979)

Classification	Indice d'aridité (AI)
Hyperaride	AI <0.03
Arde	0.03<AI<0.20
Semi-aride	0.20<AI<0.50

Selon l'expression par DE MARTONNE (1926) , l'indice de l'aridité (Am) peut être exprimé comme suit :

$$Am = \frac{P}{T+10} \dots \dots \dots (I.2)$$

Où P est la précipitation annuelle et T la température moyenne annuelle.

1.2.2 Causes de l'aridité

L'aridité est due à la présence d'un air sec descendant. Aussi la trouve-t-on surtout dans des lieux où les conditions anticycloniques sont persistantes, comme c'est le cas dans les régions situées sous les anticyclones des zones sub-tropicales. L'influence des anticyclones sub-tropicaux sur les précipitations s'accroît avec la présence de surfaces fraîches. Les conditions arides se rencontrent également du côté sous le vent des grandes chaînes de montagne qui déstructurent les cyclones lorsqu'ils passent par-dessus elles, créant des effets "d'ombre" où la pluie ne tombe pas. D'autre part, la présence de surfaces de terres fortement chauffées empêche également les précipitations; aussi existe-t-il loin de la mer de vastes étendues de climat sec.

1.2.3 Climat des zones arides

La zone aride se caractérise par une chaleur excessive et une précipitation insuffisante et variable, on y trouve cependant des contrastes climatiques. Ceux-ci résultent en général des différences de température, de saison des pluies et de degré d'aridité. Lorsqu'on décrit la zone aride, on distingue trois grands types de climats: le climat méditerranéen, le climat tropical et le climat continental.

Dans le climat méditerranéen, la saison des pluies se situe en automne et en hiver. Les étés sont chauds et secs; les températures hivernales sont douces. Dans le climat tropical, les précipitations se produisent en été. Plus on est loin de l'équateur, plus la saison des pluies est courte. Les hivers sont longs et secs. Dans le climat continental, les étés sont chauds et secs, tandis que les hivers sont frais et humides.

1.2.4 Précipitations

La pluie qui tombe de l'atmosphère en un lieu donné peut être interceptée par des arbres, buissons et autres végétations ou bien frapper la surface du sol et donner des ruissellements de surface, des infiltrations et des flux de profondeur. Dans tous les cas, une grande partie des précipitations retourne finalement à l'atmosphère, soit par évapotranspiration de la végétation, soit par évaporation des cours d'eau et autres étendues d'eau dans lesquelles se déversent les ruissellements de surface, les eaux d'infiltration et les flux de profondeur. La dynamique relative du cycle hydrologique dans une zone donnée est déterminée en grande partie par les schémas spatiaux et temporels de précipitation, les régimes de température et d'humidité atmosphérique, les caractéristiques pédologiques et topographiques et les caractéristiques végétales de la zone.

A la différence des régions tempérées, la répartition des précipitations dans les zones arides varie entre l'été et l'hiver. Les précipitations varient également d'une année à l'autre dans les zones arides; cela est facile à voir lorsqu'on considère les statistiques des précipitations dans le temps pour un lieu donné. L'écart entre les plus faibles et les plus fortes précipitations enregistrées au cours de différentes années peut être important, bien qu'il se situe généralement dans une fourchette de plus ou moins 50 % de la précipitation annuelle moyenne. La variation de précipitation mensuelle est encore plus grande. Dans la plupart des cas, la précipitation attendue en un lieu donné n'est pas la même que la précipitation annuelle moyenne enregistrée sur un certain nombre d'années. La variation des précipitations est importante pour les activités forestières, car, lorsque la pluie manque, les nouvelles plantations forestières en souffrent. Le choix de la date de plantation de façon qu'elle coïncide avec les précipitations est d'une importance capitale pour la réussite d'une plantation forestière.

L'intensité des précipitations est un autre paramètre à considérer. Lorsque le sol n'est pas en mesure d'absorber toute l'eau d'une forte précipitation, une partie de cette eau peut être perdue par ruissellement. De même, l'eau d'une pluie de faible intensité peut être perdue par évaporation, surtout si elle tombe sur une surface sèche. L'intensité des précipitations peut se mesurer en nombre de jours de pluie ou, de préférence, en quantité de pluie par heure ou par jour.

1.2.5 Températures

Le schéma climatique des zones arides se caractérise souvent par une saison sèche relativement "fraîche", suivie d'une saison sèche relativement "chaude" et finalement d'une saison des pluies "modérée". En général, on observe à l'intérieur de ces saisons des fluctuations importantes des températures diurnes. Très souvent, pendant la saison sèche "fraîche", les températures diurnes atteignent entre 35 et 45 degrés centigrades, pendant que les températures nocturnes tombent à 10 à 15 degrés centigrades. Les températures diurnes peuvent approcher de 45 degrés centigrades au cours de la saison sèche "chaude" et tomber à 15 degrés centigrades au cours de la nuit. Pendant la saison des pluies, les températures peuvent aller de 35 degrés centigrades le jour à 20 degrés centigrades la nuit. Dans bien des cas, ces fluctuations des températures au cours d'une même journée limitent la croissance des espèces végétales.

La croissance des plantes ne peut se produire qu'entre certaines températures maximum et minimum. Des températures extrêmes, hautes ou basses, peuvent leur être nuisibles. Il se peut que des végétaux survivent aux fortes températures, du moment qu'ils peuvent les compenser par la transpiration, mais leur croissance en sera affectée. Des températures élevées sur la couche superficielle du sol se traduisent par une déperdition de l'humidité du sol en raison de l'importance de l'évaporation et de la transpiration. Bien que les problèmes de basses températures en général soient moins courants dans les zones arides, lorsqu'ils se produisent pendant des périodes relativement longues, la croissance des végétaux peut en être limitée; à des températures inférieures à zéro degré centigrade, les plantes peuvent mourir.

1.2.6 Humidité atmosphérique

Bien que les précipitations et la température soient les facteurs essentiels de l'aridité, d'autres facteurs interviennent également. L'humidité de l'air a une importance pour l'équilibre hydrique du sol. Lorsque la teneur du sol en humidité est plus élevée que celle de l'air, l'eau a tendance à s'évaporer dans l'air. Dans le cas contraire, l'eau se condensera dans le sol. L'humidité est généralement faible dans les zones arides.

Dans de nombreuses régions, la présence de rosée et de brume est nécessaire à la survie des plantes. La rosée résulte de la condensation de la vapeur d'eau de l'air sur les surfaces pendant la nuit, tandis que la brume est une suspension de gouttelettes d'eau microscopiques dans l'air. L'eau recueillie par les feuilles des plantes sous forme de rosée ou de brume peut parfois s'imbiber dans les stomates ouverts ou alors tomber sur le sol et contribuer à l'humidité de celui-ci. La présence de rosée et de

brume se traduit par une humidité plus élevée de l'air et par conséquent une réduction de l'évapotranspiration et la conservation de l'humidité du sol.

1.2.7 Vent

En raison de la rareté de la végétation capable de réduire les déplacements d'air, les régions arides sont en général venteuses. Les vents évacuent l'air humide qui se trouve autour des plantes et du sol et accroissent par conséquent l'évapotranspiration.

L'érosion du sol par le vent se produira chaque fois que les conditions pédologiques, végétatives et climatiques y sont favorables. Ces conditions (sol peu compact, sec ou fin, surface du sol lisse, couvert végétal rare et vent suffisamment fort pour induire des déplacements de terre) se rencontrent fréquemment dans les zones arides. L'épuisement du couvert végétal est la cause fondamentale de l'érosion éolienne du sol. Le principal dommage causé par le vent en emportant des particules de terre est le tri des matériaux du sol; l'érosion éolienne enlève progressivement le limon, l'argile et les matières organiques de la surface du sol. Les matières restantes peuvent être sableuses et infertiles. Il est fréquent que le sable s'entasse pour former des dunes et présente une menace grave pour les terres environnantes.

Les précipitations constituent le principal transfert d'humidité de la vapeur d'eau de l'air vers le sol. Le cycle hydrologique s'achève par l'évaporation. La déperdition d'eau du sol par évaporation est importante lorsqu'on veut déterminer les précipitations "efficaces". L'évaporation est d'autant plus importante que les vents sont plus forts, que les températures sont plus élevées et que l'humidité est plus faible.

Comme nous l'avons dit plus haut, les végétaux sont obligés de transpirer pour compenser la chaleur. La transpiration représente de grandes déperditions d'humidité du sol. L'intensité de cette transpiration dépend du vent, de la température, de l'humidité et de la plante elle-même. Certaines sont plus adaptées aux conditions arides et transpirent moins que d'autres. C'est pourquoi la composition de la végétation a une grande influence sur le taux de transpiration. La combinaison de l'évaporation et de la transpiration, appelée évapotranspiration, est la principale composante du cycle hydrologique sur laquelle on peut agir en aménageant les terres de façon à accroître le rendement hydrique.

1.2.8 Sols des zones arides et importance de leurs propriétés

Les sols se forment avec le temps à mesure que le climat et la végétation agissent sur le matériau de la roche mère. Les aspects importants de la formation des sols dans un climat aride sont les suivants:

- des changements journaliers importants de température, qui provoquent la désintégration mécanique ou physique des roches;
- les sables transportés par le vent qui abrasent les surfaces exposées des roches.

La désintégration physique des roches donne des fragments relativement gros; seule l'érosion chimique peut les décomposer en fragments plus petits. Le processus d'érosion chimique est lent dans les zones arides en raison du déficit hydrique caractéristique. D'autre part, les périodes prolongées d'insuffisance hydrique sont importantes dans l'élimination ou le lessivage des sels solubles dont l'accumulation est renforcée par la forte évaporation. Les brèves périodes de ruissellement de l'eau ne permettent pas une pénétration profonde des sels (qui ne sont transportés qu'à courte distance), d'où une accumulation de ceux-ci dans les dépressions fermées.

La végétation joue un rôle fondamental dans le processus de formation des sols en faisant éclater les particules de roche et en enrichissant le sol par des matières organiques provenant de ses parties aériennes et souterraines.

Cependant, le rôle de la végétation est réduit dans les zones arides du fait de la faiblesse du couvert et du développement limité des parties aériennes. Cela dit, les systèmes racinaires présentent souvent un développement exceptionnel et ce sont eux qui ont le plus d'influence sur le sol.

Le forestier s'intéresse généralement plus aux propriétés du sol importantes pour la croissance des arbres et arbustes qu'à l'évolution du profil du sol ou aux systèmes de classification régionale des sols. Le plus important pour les sols des zones arides est la capacité de rétention d'eau et l'aptitude à fournir des éléments nutritifs.

La capacité de rétention d'eau d'un sol dépend de ses caractéristiques physiques telles que texture, structure et profondeur. La texture est la répartition relative des particules (argile, sable et limon). En général, plus fine est la texture, plus grande est la rétention d'eau. La structure, arrangement interne des particules du sol, est influencée par la quantité de matière organique liant ces particules. Les sols sableux n'ont pas de structure; les sols argileux ont différentes formes de structure et les

espaces entre les particules permettent la circulation de l'air et de l'eau. Plus importants sont ces espaces, plus grande est la perméabilité.

La profondeur du sol régit la quantité d'humidité du sol et le type de disposition des racines des arbres. En général, les sols colluviaux et alluviaux sont profonds; mais les sols résiduels sont d'une profondeur très variable selon le degré de la pente, la durée et l'intensité des intempéries et les influences biotiques (cultures, pâturage de bétail, etc.). Les sols des crêtes et du haut des pentes sont souvent peu profonds, tandis que ceux du milieu des pentes et des vallées sont de modérément profonds à très profonds. La profondeur des sols dans les régions arides est souvent limitée par un horizon concrétionné. Cette croûte, composée de minerai de fer ou de graviers de latérite dans la zone tropicale et de calcite consolidée dans la région méditerranéenne, peut être plus ou moins continue et se situer entre 5 et 60 centimètres en dessous de la surface.

Du fait que dans les zones arides il y a peu d'accumulation de dépôts organiques, la teneur du sol en matières organiques est faible. Lorsqu'on les cultive, cette matière organique disparaît rapidement.

Les propriétés chimiques du sol commandent la disponibilité de nutriments. Les sols arides sont caractérisés par un lessivage significatif des nutriments et une érosion intensive des minéraux, encore que ces deux phénomènes soient ralentis lorsque les précipitations diminuent. La fertilité naturelle (qui dépend beaucoup de la teneur en matières organiques de la couche arable) est souvent faible.

Du fait de l'aridité du climat, les caractéristiques édaphiques qui réduisent les contraintes hydriques seront favorables à la plantation d'arbres ou de buissons. Certaines de ces caractéristiques sont les suivantes:

- présence d'une nappe phréatique à une profondeur que les racines peuvent atteindre;
- épaisseur du sol suffisante pour permettre une réserve d'eau;
- texture du sol retenant la quantité maximum d'eau.

Il ne faut pas oublier que la topographie du terrain peut aussi jouer un rôle important. Ainsi, les bas-fonds et les parties basses des dunes de sable peuvent accumuler une quantité considérable d'eau utilisable par une végétation adaptée.

Enfin, les sols des zones arides étant vulnérables à la fois à l'érosion éolienne et à l'érosion hydrique, la fixation et la conservation du sol sont importantes.

1.3 Genèse des crues extrêmes naturelles en milieu aride

Les crues extrêmes naturelles qui sont dues principalement à des averses violentes qui caractérisent les zones arides et semi arides arrivent soudainement et engendrent rapidement des inondations catastrophiques dans quelques heures seulement.

Le concept de la genèse des débits de crues des cours d'eau proposé par Horton (1933) a longtemps séduit les hydrologues, en particulier les modélisateurs par sa simplicité. Les écoulements rapides – écoulements de crues – seraient essentiellement dus au dépassement des capacités d'infiltration des sols d'un bassin versant, ces capacités d'infiltration évoluant en fonction du degré de saturation des sols au cours d'un événement pluvieux (ERIC,2002).

Si le modèle de Horton semble pouvoir être appliqué dans le cas de bassins versants arides dont les sols sont souvent couverts d'une croûte de surface relativement imperméable et qui sont soumis à des pluies intenses (ESTEVEVES et al. ,2000; PEUGEOT et al.,1997),cette conception de la genèse des écoulements a été rapidement remise en question pour les bassins versants tempérés. En effet, le ruissellement superficiel direct est rarement observé. S'il existe, il est, sauf cas extrême, très localisé et ne peut expliquer à lui seul les volumes d'écoulement générés lors des crues (ERIC,2002).

1.3.1 Le ruissellement direct non strictement hortonien

1.3.1.1 La battance

La battance est un phénomène bien connu des agronomes. Dans son acception stricte, elle correspond à la formation sous l'effet de la pluie d'une croûte en surface du sol (LOZET et MATHIEU, 1997; MUSY et SOUTTER, 1991; HILLEL, 1984). Dans une acception plus large, on entend par battance la réduction des capacités d'infiltration des sols liée à la déstructuration et à la compaction de sa couche superficielle sous l'effet de l'impact des gouttes de pluie. Le taux d'infiltration de sols battants est généralement inférieur à 10 mm/h et peut atteindre 1 mm/h (LE BISSONNAIS et SINGER, 1993; HARDY et al. , 1983).

Le calcium et les hydroxydes de fer et d'aluminium assurent la liaison entre les acides humiques et les argiles et jouent donc un rôle majeur dans la stabilité structurale des sols (GOBAT et al., 1998). Les eaux de pluie faiblement concentrées en calcium ont tendance à disperser les complexes argilo-humiques et à déstabiliser les sols, les rendant plus sensibles à l'impact des gouttes de pluie : le phénomène de battance est moins marqué lorsque l'on soumet des échantillons de sol à une pluie

d'eau enrichie en sel de calcium (HARDY et al., 1983). La battance est donc un processus tout à la fois mécanique et chimique (ERIC, 2002).

1.3.1.2 Le ruissellement par saturation

Le ruissellement direct apparaît lorsque l'intensité de la pluie est supérieure à la capacité d'infiltration des sols, c'est le cas du ruissellement hortonien ou par battance. Il peut aussi se produire lorsque le profil vertical de sol est saturé, soit par remontée de la nappe alimentée par des écoulements souterrains, soit parce que le sol est localement peu profond ou que la nappe était proche de la surface et que le cumul de pluie a été suffisant pour finir de saturer le profil de sol. On parle dans ce cas de ruissellement par saturation.

Les observations des bassins versants lors des crues, révèlent effectivement la présence de surfaces saturées (BETSON, 1964), dont l'extension et la localisation varient d'un événement à l'autre et au cours d'un même événement pluvieux : les zones contributives variables.

Ces zones saturées peuvent être localisées dans les fonds de vallons, à proximité des cours d'eau. La présence d'une nappe peu profonde favorise alors la saturation rapide du sol. Elles peuvent aussi apparaître sur les versants (COSANDEY, 1994) dans les secteurs où le sol est peu profond et la roche mère imperméable.

Les surfaces contributives occupent généralement une proportion assez limitée de la surface des bassins versants. Elles peuvent cependant s'étendre notablement lors des épisodes de crues les plus exceptionnels (ERIC, 2002).

La théorie des surfaces contributives variables s'est mise en place progressivement dans le courant des années 60 (FREEZE, 1974). Elle fait désormais l'objet d'un consensus assez large au moins pour ce qui est de la genèse des crues dans les bassins versants sous climat tempéré. Cette théorie ne précise cependant pas les mécanismes de saturation des zones contributives. Sur ce point les avis sont encore partagés : saturation par les pluies incidentes (DUNNE et BLACK, 1970) ou par remontée progressive du niveau de la nappe de versant au cours de la crue (GASCUEL-ODOUX et al., 1999; MEROT, 1988). Elle implique aussi, du moins dans sa formulation la plus simple, que le ruissellement superficiel est le principal mécanisme de genèse des écoulements en crue, et n'explique donc pas la contribution importante de l'eau du sol et des nappes aux écoulements en période de crues révélée par la très grande majorité des études géochimiques (ERIC, 2002)

1.3.2 Surface du bassin

En général le débit de crue augmente si la surface du bassin augmente, plusieurs formules donnent le débit de crues en fonction de la surface de bassin dont celle donnée par REMENIERAS (1976) pour des bassins versants de surface (A) allant de 100 à 96 600 km²:

$$Q = 1.61 A^{0.70} \dots\dots\dots(3)$$

Dont Q est le débit et A la superficie du bassin versant

1.3.3 Forme du bassin

La forme d'un bassin versant influe directement sur la forme de l'hydrogramme de crue à l'exutoire. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, et vis versa, la crue est d'autant plus pointue que le bassin est ramassé sur lui-même, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire. Ce phénomène est lié à au temps de concentration de même que les paramètres cités précédemment, la réponse d'un bassin versant dépend aussi du relief ou de la topographie du bassin (des pentes spécialement au sens de la vitesse d'écoulement), de la géologie (au sens de l'infiltration) ainsi que de la végétation et du taux d'interception des précipitations par les végétaux.

1.3.4 Synthèse

Les bassins versants ne livrent que très progressivement le secret de leurs crues aux hydrologues qui les étudiaient attentivement. De nombreuses théories sur la genèse des crues ont été proposées, sans qu'un consensus ne se dégage autour de l'une d'entre elles. Les résultats présentés dans le cadre de cette analyse bibliographique permettent de tirer un certain nombre de conclusions :

- Le ruissellement direct hortonien ne peut expliquer dans la majeure partie des cas, la genèse des crues courantes en climat tempéré. Seules les crues provoquées par des orages estivaux, à très faible coefficient d'écoulement - quelques pourcents - peuvent faire exception (IORGULESCU, 1997). Le ruissellement hortonien ou la battance peuvent cependant jouer un rôle majeur dans la genèse des crues extrêmes compte tenu des intensités de pluie auxquelles les bassins versants sont alors soumis.
- Les écoulements se constituent généralement sur une sous-partie de la surface du bassin versant - les zones saturées contributives - dont l'extension varie d'un événement pluvieux à l'autre et évolue au cours d'un même événement, processus décrit par BETSON dès 1964. Les écoulements générés peuvent correspondre aux seules pluies incidentes sur les zones contributives (DUNNE et BLACK, 1970), ou bien aussi au drainage des zones situées à

proximité (TANAKA et al., 1988), la présence de macropores pouvant accélérer ce drainage.

- Deux mécanismes de saturation des zones contributives peuvent être envisagés : l'alimentation par la nappe de versant ou la saturation par les pluies incidentes. Les transferts d'eau dans les nappes de versants étant assez lents, le mécanisme de saturation par les pluies incidentes est certainement prédominant.
- Les travaux d'ABDUL et GILLHAM (1984) résolvent probablement en grande partie l'énigme posée par l'incohérence apparente entre le mécanisme de genèse des crues sur les zones saturées et la forte contribution de l'eau "ancienne" aux crues. Ils démontrent, en effet, que l'eau du sol peut participer de manière importante aux écoulements, même dans les zones saturées.

Les débits de crue sont générés le plus souvent par plusieurs processus simultanément ou successivement, dans des combinaisons variables dans le temps et dans l'espace (AMBROISE,1998).

Ce constat dressé par BRUNO Ambroise et partagé par de nombreux hydrologues est incontestable. Il semble cependant qu'en climat tempéré, lors de crues conséquentes mais non remarquables, les écoulements sont générés essentiellement sur les zones saturées des bassins versants et éventuellement par drainage des zones directement contiguës.

Plus encore que la variété possible des processus, c'est probablement la variabilité spatiale et temporelle des profondeurs et des niveaux de saturation des sols, en d'autres termes des déficits de saturation des profils verticaux des sols, qui explique la diversité des réponses hydrologiques des bassins versants aux pluies. Lors d'événements pluvieux intenses et de courte durée devant les temps de réponse des nappes de versants, l'évolution du coefficient d'écoulement moyen à l'échelle d'un bassin versant au cours de l'événement pluvieux est très certainement lié à la distribution des déficits de saturation des sols, si les écoulements générés ne se réinfiltrent pas au cours de leur transfert vers l'exutoire du bassin (ERIC,2002).

Cette distribution des déficits de saturation des sols dépend de caractéristiques physiques souvent très imparfaitement connues : distribution des profondeurs des sols et des roches perméables, relief des couches géologiques imperméables et fissures guidant l'écoulement des nappes. Elle dépend aussi de l'antécédent pluviométrique et climatique : évapotranspiration, profondeur des nappes, teneur en eau des horizons non saturés. La majeure partie des crues d'origine pluviale se produisent, en climat tempéré, entre la fin de l'automne et la fin du printemps, au moment où la teneur en eau

des sols dans les horizons non saturés est proche de la capacité au champ et où le niveau des nappes est élevé. Or, la plupart des crues extrêmes se déclenchent en automne. Il s'agit parfois même du premier événement pluvieux significatif après la période estivale. La dynamique d'évolution du coefficient d'écoulement - i.e. du taux de surfaces saturées contributives s'il s'agit du processus dominant de genèse de crue - est probablement très différente de celle qui est observée lors des crues d'hiver. De plus, les coefficients d'écoulements en pointe de crue dépassent rarement 30 % lors des crues d'hiver, alors que les débits de pointe de crue observés lors de certaines crues extrêmes suggèrent des valeurs de coefficients proches de 100 %.

1.4 Crues de rupture de barrage

La construction et l'exploitation des barrages comportent leur lot d'incidents ou d'accidents. D'une part, il est difficile de caractériser complètement le milieu naturel. Les crues et les séismes conservent une composante aléatoire qui complique l'appréciation de leurs intensités extrêmes possibles sur la durée de vie des ouvrages. D'autre part, les connaissances et les matériaux intervenant dans la construction des ouvrages demeurent imparfaits, en dépit des progrès technologiques rapides. Enfin l'être humain doit en tout moment juger, arbitrer et prendre des décisions parfois bonnes, parfois mauvaises, A la lumière de chacune de ces raisons, on peut comprendre qu'il ait eu dans le passé un certain nombre de ruptures d'ouvrages et se convaincre qu'il en aura d'autres (MARCHE, 2004).

La rupture d'un barrage peut être définie comme la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau (MARCHE, 2004).

Les ruptures des barrages sont considérées comme des événements rares, on en a recensé 2000 ruptures depuis XII^e siècle. Il se produisait entre 10 à 40 ruptures de barrages chaque décennie. Les données les plus récentes indiquent que le nombre de ruptures de grands barrages tend vers 1,5 par année

Parmi toutes les causes de rupture recensées, deux se distinguent nettement: la première est la capacité insuffisante de l'évacuateur, responsable de 35 % des ruptures documentées, et la deuxième regroupe les problèmes de fondation, relevés comme cause directe dans 25 % des cas.

Parmi les causes techniques, il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de

barrage, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage ont une influence sur l'apparition de ces problèmes.

Quant aux causes naturelles on trouve les crues exceptionnelles qui ont une intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue déca-millénaire. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérable aux débordements. Ainsi, nous avons les glissements de terrains qui concerne soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrage en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de retenue (barrage du Vajont, 1963) (CHAUVET et ROYET, 2000). En plus de ces causes il faut citer les séismes qui peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures,... etc.) comme ils peuvent engendrer l'effondrement complet de l'ouvrage.

Un autre type de Causes est bien celui qui vient de l'être humain lui-même à savoir ; études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre...etc.

1.4.1 Conséquence de rupture des barrages

Souvent, les conséquences de ces ruptures sont énormes: on leur attribue plus de 8000 pertes de vie depuis 1900, ainsi que des pertes économiques considérables et des destructions significatives.

Au fil des ans, certaines des crues de rupture les plus graves ont marqué les populations par leurs conséquences. Un texte ancien relate la rupture, pendant la nuit du 14 au 15 Septembre 1219, d'une retenue d'eau (dont le volume a été estimé récemment à 340 millions de mètres cubes) engendré par un éboulement naturel ayant coupé, 18 ans plus tôt, la vallée de la Romanche en France. L'évêque Jean de Sassenage y décrit l'inondation des villes de Vizille, de Claix et de la plaine de Grenoble qui a causé la mort d'environ 30 000 personnes (CHOMEL, 2001).

Le tableau N°1 énumère les catastrophes les plus marquantes ayant eu lieu depuis le XIX^e siècle.

Tableau N°1.2 Perte humaines majeures au XIX^e et XX^e siècle (LOU, 1981)

Barrage	Pays	Date de l'accident	Pertes humaines
Punetes	Espagne	30 Avril 1802	600
Mill River	Etats-Unis	1874	
Lynde Brook	Etats-Unis	1876	
South Fork	Etats-Unis	31Mai 1889	2200
Saint Francis	Etats-Unis	13-mars-28	450
Brokaw 2	Etats-Unis	1938	
Veg de Tera	Espagne	10-janv-59	144
Malpasset	France	déc-59	421
Oros	Brésil	25-mars-60	50
Babii Yar	URSS	mars-61	145
Hyokiri	Corée	juil-61	250
Quebrada La Chapa	Columbia	avr-63	250
Vaiont	Italie	09-oct-63	3000
Baldwin Hills	Etats-Unis	14-déc-63	3
Mayfield	Etats-Unis	1965	
Vratsa	Bulgarie	01-mai-66	600
Nanak Sagar	Inde	08-sept-67	100
Sempor	Indonesie	01-déc-67	200
Wyoming	Etats-Unis	1969	
Pardo	Argentine	1970	
Buffalo Creek	Etats-Unis	26 Fevrier 1974	118
Teton	Etats-Unis	05-juin-76	6
Hirakund	Inde	20-sept-80	118

La commission internationale des grands barrages (CIGB) a instauré en 1960 sa première enquête dont elle a défini assez précisément les tendances historiques et les particularités qui caractérisent la sécurité du parc mondial des barrages et des digues.

1.4.2 Scénarios de rupture d'un barrage

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

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

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

Dans le cadre des études relatives à un barrage unique, un facteur s'avère déterminant pour sélectionner les scénarios requis: les apports hydrologiques au site. En effet, l'état initial du bassin et des cours d'eau, l'état de mobilisation des personnels exploitants, l'état de préparation à l'urgence des populations sont très différent lors d'une belle journée d'été ou après plusieurs jours d'une crue naturelle majeure. On s'attachera donc à documenter, si possible, plusieurs situations de rupture parmi lesquelles certaines supposeront des apports hydrologiques normaux à la retenue et d'autre, un contexte de crue majeure.

Dans le cas de la rupture en apports hydrologiques normaux. Un seul scénario suffit généralement pour donner une description utile du développement de la situation engendrée par une rupture. 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.

Pour la rupture en situation de crue qu'est associée à un manque de capacité effective au site, il est nécessaire de définir deux concepts, soit la crue de première rupture et les conséquences différentielles. Quant à la crue de première rupture d'un aménagement est une crue dont l'hydrogramme des apports introduits au réservoir et laminés par celui-ci conduit à l'atteinte de la première condition de rupture sur l'un des ouvrages de l'aménagement. On nomme conséquences différentielles de rupture l'augmentation des conséquences engendrées par la rupture par rapport aux conséquences qu'aurait eues la même crue dans la vallée s'il n'y avait pas de barrage. Pour la rupture des barrages sous l'effet du séisme, selon le degré de celui-ci, peut entraîner l'effacement complet de l'ouvrage qui se définit comme la rupture instantané du barrage.

Chapitre II

MODELES DE PREVISION DES CRUES EXTREMES.

II.1 Modèles de prévision des crues naturelles

Le modèle de prévision des crues est l'élément essentiel qui, lorsqu'il est disponible, conditionne la gestion de telles situations de crise. En fonction des valeurs de débit prévues seront engagées soit des procédures d'urgence, soit des opérations préventives des ouvrages hydrauliques, ou encore des évacuations de population. Les modèles de prévision varient selon les conditions pour lesquelles ils sont développés. En outre, il convient de se souvenir que ces modèles ont attendu l'avènement de puissants moyens informatiques pour voir le jour, tant le nombre de paramètres et d'équations qu'ils intègrent est imposant. Il ne serait par conséquent pas raisonnable de vouloir disséquer les modèles de comportement de chacun des systèmes existants. Cependant, une revue des technologies actuellement disponibles, complétée d'un certain nombre d'exemples est proposée dans ce chapitre, incluant une description des modèles hydrologiques utilisés ainsi que des techniques numériques nécessaires au bon fonctionnement des systèmes de prévision des crues.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les forces et faiblesses des différentes technologies pour mener au choix de l'outil le plus approprié dans le cadre de cette recherche.

Avant d'entrer dans le détail de la revue bibliographique, rappelons que la prévision hydrologique est la discipline visant à prédire le débit qui devrait se produire à une certaine échéance. Il peut s'agir de prévoir le débit qui se produira demain, la semaine prochaine ou le mois prochain. Ceci n'est en rien comparable avec le développement de méthodes visant à déterminer des débits ou des hydrogrammes de projet, données utilisées lors du dimensionnement d'ouvrages.

II.1.1 Objectifs et potentialités de la prévision de débit

Dans cette partie sont présentées les technologies de prévision de débit utilisées avec des systèmes d'aide à la décision, pour l'exploitation des aménagements hydrauliques ou pour la sécurité des populations. Il ne s'agit en aucun cas de méthodes permettant l'établissement de débits de dimensionnement et utilisées dans le cadre d'avant-projets et de projets d'ouvrages hydrauliques.

La prévision de débit poursuit en général deux objectifs distincts : le premier concerne l'exploitation des aménagements hydrauliques. En effet, l'utilisation régulière de la prévision de débit permet d'optimiser la régulation des aménagements disposant d'une certaine accumulation, de procéder à des vidanges préventives ou à des non-opérations lors des crues, d'éviter des déversements et finalement d'augmenter les performances au sens large d'un aménagement. Le deuxième objectif de la prévision de débit concerne la sécurité des populations et des biens. Elle est utilisée comme une aide efficace à la décision lors de situations de crise. Sur la base de cette prévision, il est possible de procéder à l'engagement de la sécurité civile ou encore à la mise en œuvre de mesures exceptionnelles de sécurité telles que digues provisoires ou évacuations.

La performance d'un système de prévision de débit dépend de nombreux facteurs mais en premier lieu de l'adéquation entre la technologie utilisée et les processus physiques les plus influents du contexte de prévision. Les grands fleuves avec leurs temps de réponse de plusieurs jours, seront prévisibles de manière fiable plusieurs jours à l'avance, sur la base des mesures uniquement. Dans ce cas, tant les processus météorologiques que les processus hydrologiques sont réguliers.

Les grands fleuves, ayant eux aussi des temps de réponse relativement longs, sont toutefois soumis à des processus physiques plus complexes. Une incertitude plus importante sera donc présente et rendra la prévision à moyen terme moins fiable. Les torrents des régions montagneuses, réagissant fortement aux précipitations convectives locales, se mettant en crue en quelques dizaines de minutes suite à des processus hydrologiques complexes incluant l'effet du transport solide.

Ils sont pratiquement imprévisibles à cause de la très forte incertitude sur les processus météorologiques et hydrologiques. Dans ce cas, seule une prévision à court terme, appelée en anglais *nowcasting* sera possible sur la base d'imagerie radar et de mesure des précipitations.

II.1.2 Prévision de débit à grande échelle

Les nombreux systèmes de prévision de débit qui existent sur les grands fleuves peuvent être considérés comme des modèles à grande échelle, avec des surfaces contributives de plus de 50 000-100 000 km². Afin de modéliser convenablement de tels systèmes, il est bon de se souvenir de quelques grands principes. Les écoulements concernés sont fluviaux et les vitesses d'écoulement relativement faibles, même pendant les crues. Par conséquent, le temps de réponse du bassin versant, ou autrement dit la période séparant le début des précipitations au début de la montée de l'hydrogramme, peut atteindre plusieurs jours. Or, pendant ce laps de temps peuvent se produire

différents phénomènes météorologiques, qui rendront difficile une bonne prévision par modélisation pluie-débit. Ce problème est en général résolu par la division du bassin versant en sous-bassins, eux-mêmes faisant l'objet de sous-modèles de différents types. Certains systèmes tentent toutefois de réaliser directement des prévisions à grande échelle et, afin de rester le plus proche possible des processus physiques, se basent sur la résolution des équations de l'hydrodynamique pour propager les ondes de crues de l'amont vers l'aval.

II.1.3 Modèles basés sur la résolution des équations hydrodynamiques

Les modèles d'écoulement dynamiques se basent sur le calcul de l'écoulement d'un point A vers un point B situé à l'aval. Si la contribution des affluents du cours d'eau et de la surface intermédiaire drainée peut être négligée sur le tronçon AB, l'hydrogramme en B pourra être calculé à partir des mesures effectuées en A et des conditions de bord en B. Les équations à résoudre sont connues et représentent les équations de base de l'hydraulique classique : il s'agit des équations de Barré de St-Venant appliquées ici à un écoulement unidimensionnel. La première équation exprime la conservation de la masse et la deuxième équation exprime la conservation de l'énergie. La résolution des équations de St-Venant est extrêmement complexe, et un certain nombre de simplifications doit être effectué afin de permettre l'introduction des conditions de bord et mener à l'établissement de solutions. L'avantage de ce type de modèle est qu'il permet de calculer une prévision de débit en ne se basant que sur des mesures de débit situées à l'amont de l'objectif. Outre l'utilisation de ce modèle mathématique à des fins d'analyse (Thu, 2002), de nombreuses applications dans le domaine de la prévision sont connues.

Les inconvénients de ce système basé uniquement sur les mesures de débit proviennent d'abord de la difficulté de prévoir les apports provenant des régions situées entre la dernière station de mesure de débit et le point de contrôle (objectif de la prévision), et ensuite de la grande difficulté de tenir compte de l'évolution des apports dus au ruissellement et à l'infiltration sur tout le bassin versant pendant la période de prévision. Ces inconvénients majeurs ont orienté les récents développements vers des systèmes hybrides intégrant des prévisions des apports des sous-bassins versants intermédiaires. Ces derniers, qui utilisent des mesures des précipitations, des températures ou éventuellement des scénarios hydro-météorologiques pré-établis, permettent d'améliorer la fiabilité des prévisions.

II.1.4 Prédiction de débit à moyenne échelle

La prédiction de débit sur des bassins versants ayant une surface comprise entre 1000 et 10000 km² est largement décrite dans la littérature et constitue l'un des sujets de recherche majeurs de l'hydrologie actuelle. De nombreuses technologies sont décrites et même expérimentées dans ce chapitre. Les temps de réponse de ce type de bassins versants se situent entre 10 et 100 heures et correspondent le mieux aux modèles de prédiction météorologiques actuels offrant en général des prévisions quantitatives à 72 heures. Pour ce type de bassins versants, toutes les sources de données peuvent être exploitées, en particulier les prévisions quantitatives des précipitations (QPF - Quantitative Precipitation Forecast) et des températures, les images radar permettant la mesure qualitative des champs de précipitations, les stations de mesure des précipitations, températures et éventuellement de la pression atmosphérique ou des vents ainsi que les mesures de débit ou de niveau d'eau. Les prévisions hydro-météorologiques servent à déterminer les apports naturels sur l'horizon de prévision alors que les mesures sont exploitées afin de permettre la correction en continu des variables de la simulation. A nouveau, les technologies doivent être choisies pour être adaptées à l'objectif de la prédiction de débit. Pour les situations d'exploitation (régulation des ouvrages pour l'irrigation, l'eau potable ou l'hydroélectricité), les modèles non paramétriques de type réseaux de neurones artificiels (RNA) ou les modèles statistiques et autorégressifs seront les plus efficaces tandis que pour les situations de crue, rares par définition, les modèles de type pluie-débit obtiendront les meilleures performances (JORDAN, 2007).

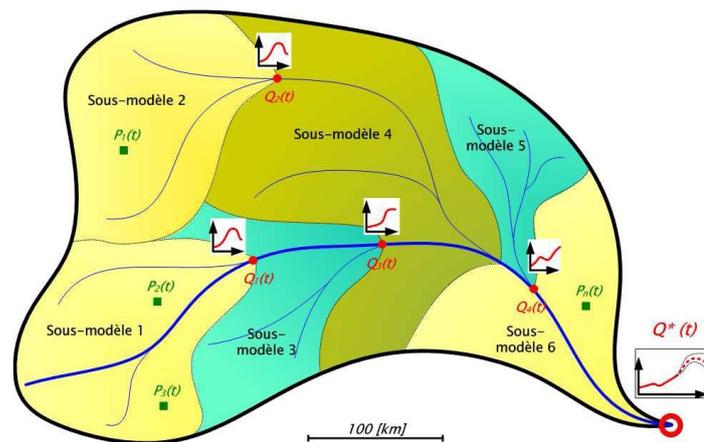


Figure N°II.1 Schéma de principe de la prédiction de débit sur un bassin versant de grande échelle (JORDAN, 2007) .

II.1.4.1 Réseaux de neurones artificiels

Lorsque les problèmes à résoudre contiennent des processus difficilement identifiables ou quantifiables, ou lorsque les données sont trop bruyantes (incertaines), les modèles conceptuels ou à base physique peuvent être difficiles à utiliser. S'ils sont surparamétrés, ils sont trop flexibles mais ne se laissent que difficilement manipuler, alors que s'ils sont trop simplifiés, leur calage est impossible au-delà d'une certaine gamme de processus clairement identifiés. Des techniques alternatives sont alors recommandées, avec lesquelles il est possible d'obtenir d'excellentes performances : elles font souvent partie du domaine de l'intelligence artificielle. L'une d'entre elles, appelée approche connectionniste, a abouti aux réseaux de neurones artificiels (RNA), couramment utilisés pour des tâches telles que classification et reconnaissance de processus. Leurs applications pratiques sont la prévision, la robotique ou les tâches déductives complexes. S'inspirant de l'architecture et du fonctionnement du cerveau, les RNA sont composés d'éléments simples effectuant un calcul selon une fonction d'activation (neurones) et des connections reliant les neurones entre eux (synapses) (JORDAN, 2007).

Les différentes couches du réseau permettent la transformation des paramètres d'entrée (variables explicatives ou de commande) en paramètres de sortie par des combinaisons non-linéaires. Pour une architecture donnée, les meilleures combinaisons sont obtenues à la suite d'une phase d'apprentissage pendant laquelle les fonctions d'activation du réseau sont ajustées pour produire une erreur minimale sur la variable de sortie (donnée de contrôle). Ce réseau est alors testé sur un autre set de données (validation) avant comparaison avec un réseau ayant une architecture différente. La meilleure architecture constituera finalement le réseau définitif (NIKOPOULOS, 1997). Le processus de choix du meilleur RNA pour une application donnée est donc un processus itératif.

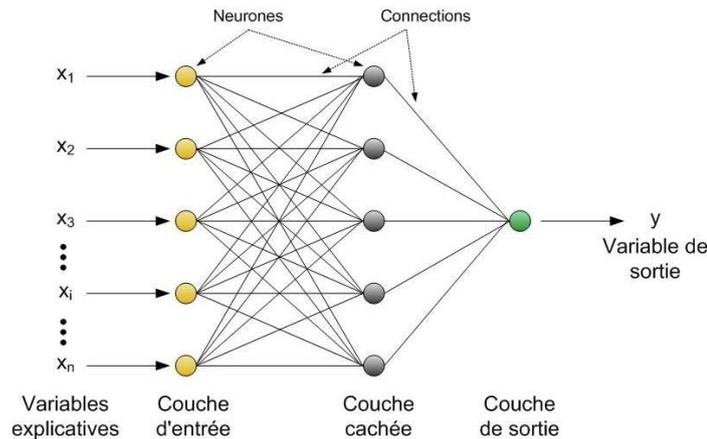


Figure N°II.2 Schéma d'un réseau de neurones artificiels à couches multiples (JORDAN, 2007)

L'utilisation des RNA pour la prévision de débit a débuté dans les années 1990 et a été reportée par les pionniers qu'étaient ZURADA (1992), HALL et MINNS (1993) et KARUNANITHI et al. (1994). Pendant cette période a également commencé l'utilisation des RNA pour la prévision des précipitations (FRENCH et al., 1992). Dès lors, de nombreux chercheurs ont exploité le filon et ont pu en tirer une certaine expérience. Les RNA n'ont pas besoin de données stationnaires ni normalement distribuées (BURKE, 1991), les modifications lentes du système peuvent être capturées (DANDY et MAIER, 1996) et les prévisions ne sont pas affectées par le bruit des données (ZEALAND et al., 1999). Dans le domaine de la prévision de débit, les réseaux de neurones sont utilisés pour la prévision des apports journaliers, hebdomadaires ou mensuels en eau, tant pour l'irrigation que pour l'exploitation hydroélectrique. Les résultats obtenus pour de telles applications ont montré une amélioration de la prévision par rapport à d'autres méthodes (modélisation conceptuelle à base physique ou statistique).

II.1.4.2 Modèles statistiques - lissage et décomposition

Les modèles statistiques de prévision, largement répandus dans l'industrie pour l'estimation de la demande future, se basent sur les données historiques afin de prévoir l'évolution d'un système (MAKRIDAKIS et al., 1983). Dans les cas les plus simples, il est possible de ne se baser que sur les données historiques du paramètre que l'on veut prévoir. Dans le cas de la prévision de débit, cela revient à ne considérer que des mesures de débit sans tenir compte des mesures des précipitations, des températures ou d'autres paramètres pertinents. Chaque série de données historiques peut être caractérisée par 4 composantes principales :

- la tendance
- le cycle
- la saisonnalité
- l'aléa

Par définition, la tendance est une caractéristique de l'évolution de la série de données à long terme et peut être nulle : les données sont alors considérées comme étant stationnaires.

Si au contraire la tendance est linéaire, multiplicative ou variable, le cas devient difficile à traiter. En hydrologie, une tendance ne s'observera que sur de nombreuses années. Le cycle s'observe également sur plusieurs années et correspond à une variation cyclique de la moyenne des données. La saisonnalité, par opposition au cycle, s'observe annuellement. Le cycle de la fonte des neiges est un exemple typique d'une composante saisonnière d'une série de mesures de débit en milieu alpin. Enfin, l'aléa correspond aux résidus non prévisibles d'une série de données. Il est caractérisé par différents indicateurs dont en particulier le carré de l'erreur et l'écart-type. La structure temporelle de l'incertitude n'est toutefois pas considérée dans ce type de modèles. Enfin, il convient de rappeler qu'avant de caractériser les composantes d'une série de données, différents tests statistiques doivent être réalisés (stationnarité, homogénéité), tout comme les tests typiques de l'hydrologie (double-cumul, cumul des résidus, etc...)

Les méthodes de lissage et de décomposition permettent d'identifier et de quantifier ces composantes afin de les utiliser pour l'extrapolation de la série mesurée. Cette méthode peu réactive aux changements brusques ne permet pas une prévision même à moyen terme, c'est-à-dire avec plus de 3 pas de temps d'avance. Les valeurs obtenues seraient dans ce cas une moyenne des moyennes, ce qui est un résultat sans intérêt. Cette méthode peut être améliorée par l'introduction de corrections qui permettent de rattraper le décalage entre la série de données et la série calculée : il s'agit de la méthode des moyennes mobiles doubles (MMD).

II.1.4.3 Modèles statistiques - régressions multiples

Les régressions multiples permettent l'établissement de prévisions d'une variable dépendante à partir de plusieurs variables indépendantes, pour autant que des mesures de ces différentes variables soient disponibles. Les modèles de régressions multiples peuvent être utilisés comme modèles de référence lors de l'évaluation de nouveaux modèles de prévision de débit grâce à la simplicité de

leur développement. Ils sont aussi utilisés comme modèles de prévision opérationnels sur des bassins versants de taille moyenne (BÜRGI, 2002; BACHHIESL,2002).

II.1.4.4 Modèles hydrologiques conceptuels

Les modèles hydrologiques conceptuels constituent une immense famille dont les membres peuvent être de niveaux de complexité extrêmement variables. Au contraire des modèles paramétriques ou statistiques, les modèles conceptuels cherchent à représenter les processus physiques permettant à la goutte d'eau de passer du nuage à l'océan. Ils considèrent et combinent donc les différents processus que sont les précipitations, l'évapo-transpiration, la fonte de neige, l'infiltration, l'écoulement de surface et de sub-surface ou le routage dans les cours d'eau pour ne citer que les principaux. Ils sont par définition réducteurs, car ils représentent une simplification de la réalité et ne sont pas capable de déterminer avec exactitude tous les processus hydrologiques se produisant dans une certaine région.

II.1.5 Prévision de débit à petite échelle

Les technologies de prévision de débit à petite échelle (bassins versants jusqu'à 1000 km²) sont les mêmes que pour les prévisions à échelle moyenne. Naturellement, les pas de temps de calcul doivent être adaptés au temps de réponse des sous-bassins versants, généralement de l'ordre de quelques heures au plus.

II.2 Modélisation du ruissellement direct.

Dans cette partie, on présente les modèles qui simulent le processus du ruissellement direct des précipitations excédentaires sur un bassin versant. Ce processus réfère à la transformation de l'excès de précipitation pour chacun des soubassins en un écoulement à son exutoire dont deux options sont données pour cette méthode de transformation :

Modèle empirique : appelé aussi modèle théorique, c'est le traditionnel modèle de l'hydrogramme unitaire. Le système de modèle théorique tente d'établir une liaison de cause entre l'écoulement et l'excès de la précipitation sans prise en considération le processus intérieur. les équations et les paramètres du modèle ont des signification physiques limitées.

Modèle Conceptuel : c'est le modèle de l'onde cinématique des écoulements superficiels. Il représente l'étendu des mécanismes physiques du mouvement de l'excès de précipitation sur la surface du bassin versant et dans les petits collecteurs.

II.2.1 Concept de base du modèle de l'hydrogramme unitaire

Ce modèle a été proposé par Sherman (1932) dont il se base sur une relation empirique entre l'excès de précipitations et le ruissellement. Il vise à déterminer l'hydrogramme de ruissellement superficiel à l'exutoire d'un bassin versant à partir des hyétoigrammes de l'averse correspondante reçue par ce même bassin. L'obtention d'un hydrogramme unitaire permettra ainsi de prévoir la crue conséquence d'une averse donnée.

La base de calcul de l'hydrogramme unitaire est bien l'averse unitaire dont on considère qu'une averse est unitaire si sa durée est suffisamment inférieure au temps de concentration du bassin. Cette définition a pour but de superposer les hydrogrammes consécutifs à de telles averses. On prendra en pratique des averses unitaires de durée :

$$t_r \leq \frac{t_c}{3 \text{ à } 5} \dots \dots \dots (\text{II.1})$$

avec t_r la durée de l'averse nette tombant sur un bassin versant de temps de concentration t_c . Le temps de base de l'hydrogramme sera donc : $T = t_r + t_c$.

L'hydrogramme correspondant à une averse unitaire de volume unité (équivalente à une lame d'eau de 1 mm uniformément répartie sur tout le bassin) est appelé hydrogramme unitaire. Ce hydrogramme est de fait une caractéristique propre du bassin versant considéré.

Afin de déterminer l'hydrogramme unitaire d'un bassin versant, il est nécessaire de disposer de l'enregistrement d'une averse (hyétoigramme) de répartition uniforme sur le bassin versant considéré et de la courbe des débits correspondante (hydrogramme) à l'exutoire. Plusieurs manipulations sont ensuite à effectuer sur ces données.

L'hydrogramme unitaire donne le débit de ruissellement par unité de hauteur d'eau tombée sur le bassin versant. Cette méthode repose donc principalement sur l'hypothèse de linéarité entre l'excès de précipitations et le ruissellement. On a donc l'équation de convolution suivante :

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \dots \dots \dots (\text{II.2})$$

Où :

Q_n est le débit de ruissellement au temps $n\Delta t$, P_m est la hauteur d'eau de l'excédent de précipitation au temps $m\Delta t$ à $(m+1)\Delta t$, M nombre total de pulsation de la précipitation discrétisée et U_{n-m+1} est la valeur de l'hydrogramme unitaire au temps $(n-m+1)\Delta t$.

Q_m and P_m sont exprimés comme tau de ruissellement et hauteur d'eau respectivement, et U_{n-m+1} a une dimension de tau de ruissellement par unité d'hauteur.

L'utilisation de cette équation exige la considération des hypothèses suivantes :

- 1- L'excès de précipitation est distribué uniformément dans l'espace et l'intensité est considérée constante durant l'intervalle de temps Δt .
- 2- La linéarité entre l'excès de précipitations et le ruissellement direct ;
- 3- L'hydrogramme unitaire résultant est indépendant des précipitations antécédentes.
- 4- L'excédent de précipitation de durée égale implique la génération d'un hydrogramme dont le temps de base correspond à l'intensité de précipitation.

II.2.2 Estimation des paramètres du modèle de l'hydrogramme unitaire

Etant donné que le modèle est théorique, l'hydrogramme unitaire d'un bassin versant est dérivé à partir des précipitations et des écoulements observés par l'utilisation de la déconvolution (l'inverse de la solution de l'équation de convolution). Pour estimer l'hydrogramme unitaire on utilise cette procédure :

- 1- collecter les données de l'hydrogramme d'écoulement d'une averse observée ainsi que la causale précipitation.
- 2- Estimer les pertes et les soustraire des précipitations. Estimer l'écoulement de base et séparer le de l'écoulement.
- 3- Calculer le volume total du ruissellement direct et le convertir en uniforme équivalent hauteur sur la superficie du bassin versant.
- 5- Diviser la valeur du ruissellement direct sur la hauteur équivalente uniforme. Le résultat est bien l'hydrogramme unitaire.

II.2.3 Le modèle SCS (Soil Conservation Service)

Ce modèle est conçu pour le calcul du ruissellement direct. Il se base sur l'utilisation de l'hydrogramme unitaire adimensionnel et curviligne développé par Mockus en 1985. Cette forme représente la forme moyenne d'un large nombre d'hydrogrammes unitaires pour différents bassins versant avec différentes caractéristiques.

L'hydrogramme SCS curviligne produit donc toujours des hydrogrammes de même forme. Les seuls paramètres affectant la modélisation de l'hydrogramme unitaire sont U_p (intensité du pic de débit) et T_p (temps correspondant au pic de crue).

La figure N°3 représente l'hydrogramme unitaire SCS adimensionnel.

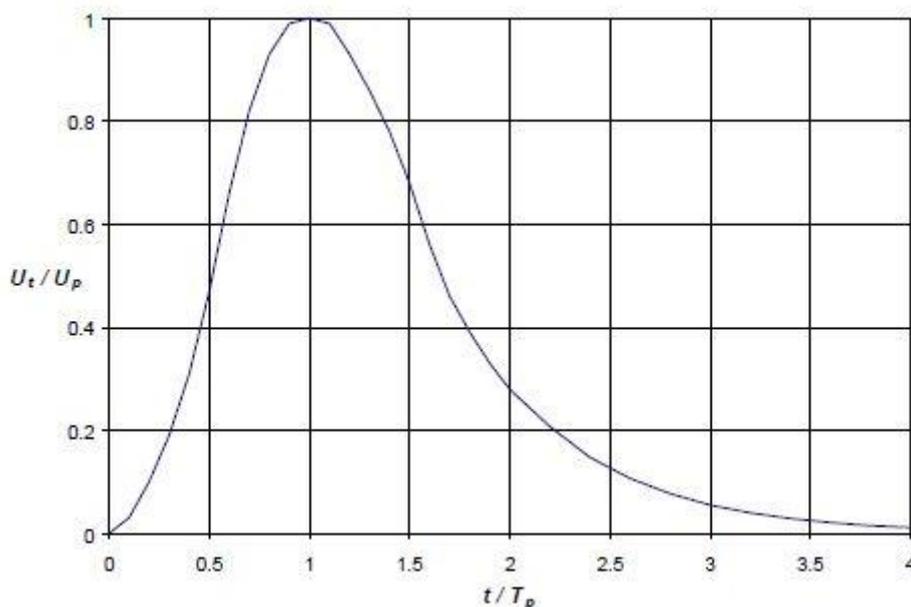


Figure N°II.3 Hydrogramme unitaire SCS

Pour la modélisation, le seul paramètre ajustable pour la calibration est t_{lag} , le temps de retard entre le pic de crue et le pic des précipitations ("lag time"). Le paramètre t_{lag} est relié aux termes U_p et T_p par les formules suivantes :

$$t_{lag} = 0.6tc \dots \dots \dots (II.3)$$

avec tc le temps de concentration de l'hydrogramme de crue (en heures)

$$T_p = \Delta t / 2 + t_{lag} \dots \dots \dots (II.4)$$

avec Δt la durée des précipitations en excès. Si Δt n'est pas connu, elle est prise égale à $0.133tc$ et ainsi $T_p = 0.67tc$

Finalement, le pic de crue est défini par la formule :

$$U_p = C \frac{A}{T_p} \dots \dots \dots (II.5)$$

avec C une constante valant 2.08 S.I. et A l'aire du bassin versant en km^2 .

II.2.4 Modèle de l'hydrogramme unitaire de Snyder

En 1938, SNYDER a publié une description d'un hydrogramme unitaire paramétrique dont il avait développé pour l'analyse des bassins versants non jaugés dans les Etats Unies. Il a fourni une relation pour estimer les paramètres de l'hydrogramme unitaire à partir des caractéristiques du bassin versant.

Ce modèle est très proche du modèle *SCS Unit Hydrograph* décrit précédemment mais comporte deux paramètres de calage T_p et C_p , paramètres permettant de caler l'intensité du pic de crue.

T_p , le temps de retard entre le pic de crue et le centroïde du hétéogramme de l'excès de pluie est défini comme suit:

$$T_p = 5.5 t_r$$

avec t_r le temps de durée des précipitations

Le coefficient C_p permet d'ajuster la valeur du pic de crue par la formule :

$$U_p = C C_p \frac{A}{t_p} \dots \dots \dots (II.6)$$

Nous remarquons que cette formule est très proche de celle calculant l'intensité du pic de crue pour le modèle précédemment décrit.

La figure N°4 représente l'hydrogramme unitaire de Snyder.

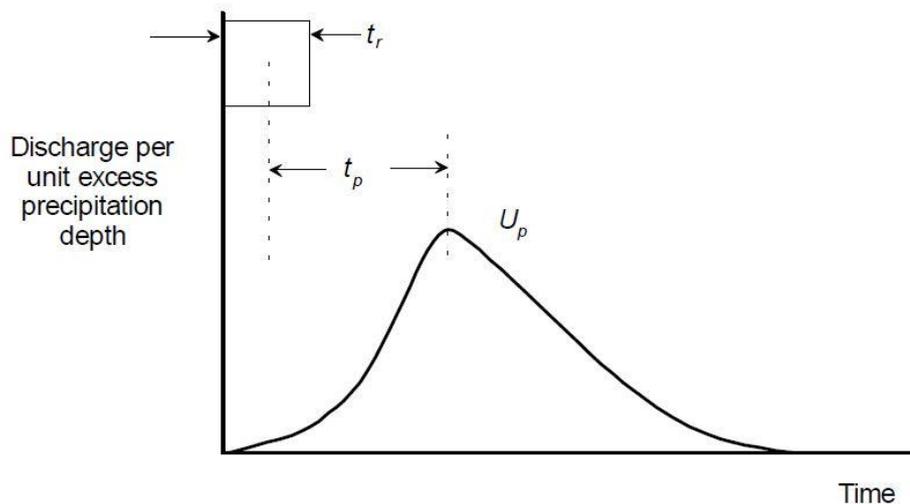


Figure N°II.4 Hydrogramme unitaire de Snyder

Grâce à l'ajout d'un paramètre de calage supplémentaire, C_p , par rapport au modèle *SCS Unit Hydrograph*, le modèle développé par Snyder permet une meilleure calibration de l'hydrogramme de crue modélisé sur celui provenant des données téléchargées.

II.2.4 Le modèle de CLARK

Le modèle de CLARK(1945) dérive le bassin versant par une explicite représentation de deux processus critiques dans la transformation de l'excédent de précipitation en ruissellement :

- Translation ou mouvement de l'excès de l'amont vers l'exutoire du bassin versant.
- Atténuation ou réduction de l'hydrogramme à cause du stockage de l'excès à travers le bassin versant.

Le stockage de l'eau dans le sol et dans la surface à travers le bassin versant joue un rôle important dans la transformation de l'excès de précipitation en ruissellement. Le modèle du réservoir linéaire est la représentation commune de l'effet dudit stockage. Ce modèle est basé sur l'équation de continuité :

$$\frac{dS}{dt} = I_t - O_t \dots \dots \dots (II.7)$$

dS/dt : c'est le tau de variation du stockage à l'instant t

Où I_t et O_t sont les débits moyens respectivement amont et aval à l'instant t.

Avec le modèle du réservoir linéaire, le stockage à l'instant t est relatif au débit sortant .

$$S_t = R O_t \dots \dots \dots (II.8)$$

Avec R est un paramètre constant du réservoir linéaire. Par combinaison on résout l'équation (7) au moyen de l'utilisation de la méthode des différences finies :

$$O_t = C_A I_t + C_B O_{t-1} \dots \dots \dots (II.9)$$

C_A et C_B sont des coefficients de calcul qui sont donnés par :

$$C_A = \frac{\Delta t}{R + 0.5 \Delta t} \dots \dots \dots (II.10)$$

$$C_B = 1 - C \dots \dots \dots (II.11)$$

Le débit sortant moyen durant une période t est donné par :

$$\overline{O}_t = \frac{O_{t-1} + O_t}{2} \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

Avec le modèle de CLARK le réservoir linéaire représente l'impact du stockage de tout le bassin versant.

Par la résolution des équations (II.7) et (II.12) avec un débit entrant prédéfini, on trouve la valeur du débit sortant moyen. Néanmoins, si le débit entrant dans l'équation (II.7) est le ruissellement à partir de l'excès unitaire, le débit sortant du réservoir est en réalité l'hydrogramme unitaire.

L'application du modèle de CLARK nécessite la disposition des propriétés de l'histogramme spatiotemporel de l'averse et le coefficient de stockage R .

II.2.6 Le modèle de MODCLARK

Il s'agit d'un modèle quasi-conceptuel puisqu'il prend en compte les deux processus intervenant dans la transformation d'un excès de précipitation en ruissellement, à savoir le mouvement de l'eau de son origine jusqu'à l'exutoire du bassin versant et l'atténuation de cette quantité d'eau par stockage lors de son parcours. Le modèle de Clark modifié (KULL et FELDMAN, 1988 ; PETERS et EASTON, 1996), fait intervenir un maillage du bassin versant qui permet de mieux modéliser les temps de parcours.

Une fois que l'excès de précipitation est déterminé pour chaque grille du maillage du bassin versant, le temps de transfert de l'excès de précipitation de la grille à l'exutoire est calculé par la relation suivante :

$$t_{cell} = t_c \frac{d_{cell}}{d_{max}} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

Où :

t_{cell} : Temps de transfert de l'excès de précipitations de la grille ;

t_c : Temps de concentration du bassin versant ;

d_{cell} : Distance entre la grille et l'exutoire du bassin versant ;

t_{max} : Le plus long parcours du bassin versant.

L'aire de chaque grille est spécifiée et à partir de laquelle le volume du débit entrant dans le réservoir linéaire pour chaque instant de t est calculé comme le produit de la superficie et l'excès de précipitation.

II.2.7 Le modèle de l'onde cinématique

Il s'agit d'un modèle conceptuel qui représente les versants du bassin comme des canaux à surface libre dont le débit entrant correspond à l'excès de précipitations. Il résout donc les équations (de continuité et de quantité du mouvement) qui régissent les écoulements instationnaires en eau peu profonde pour tracer l'hydrogramme de ruissellement. Le bassin versant étant découpé en deux plans séparés par le cours d'eau dans lequel les écoulements se déversent. Le modèle de l'onde cinématique représente les écoulements de surface sur ces plans.

II.2.8 Applicabilité et limitations de modèles de ruissèlement direct

Après avoir fait un aperçu sur les différents modèles de ruissèlement direct, il est nécessaire de mettre en exergue les conditions d'application et limites d'utilisation de ces modèles. Donc le choix d'un modèle de ruissèlement direct dépend de :

- La disponibilité des données pour le calage ou l'estimation de certains paramètres. L'utilisation de modèle paramétrique de l'hydrogramme unitaire nécessite la spécification des paramètres du modèle dont la source optimale est bien le calage. Si les données nécessaires au calage dans un bassin versant ne sont pas disponibles, alors le modèle de l'onde cinématique serait le meilleur choix étant donné que les paramètres et les informations indispensables à l'utilisation de ce modèle sont reliés aux propriétés mesurées et observées du bassin versant.
- De la pertinence des hypothèses faites pour chaque modèle par rapport au cas étudié. Chaque modèle est basé sur une ou plusieurs hypothèses de base et dans le cas où ces dernières ne sont pas respectées, il faut éviter l'utilisation du modèle. Par exemple, le modèle SCS suppose que l'hydrogramme unitaire du bassin versant a un seul pic. Si toutes les informations disponibles indiquent que la forme du bassin versant et la configuration du réseau de drainage causent plusieurs pics pour la même averse, alors le modèle SCS ne doit pas être utilisé.

Egalement, le modèle de l'onde cinématique n'est pas universellement applicable (PONCE, 1991) parce que les propriétés numériques de la solution données par l'algorithme est destinée essentiellement aux petits bassins versants (2.5 km²), particulièrement dans les cas où il est possible de résoudre le détail physique sans

compromettre la nature déterministe du modèle. Donc pour les grands bassins versants, le modèle de l'hydrogramme unitaire peut être un meilleur choix.

- L'expérience que peut avoir l'utilisateur face aux divers modèles dont une telle combinaison entre expérience et préférence oriente le choix du modèle.

II.3 Modèles de prévision des crues de rupture de barrage

L'onde de crue naît à l'ouvrage même ou très près en aval. Elle dépend très étroitement des caractéristiques du barrage, de son mode de rupture et des conditions d'apport hydrologiques prises en compte. Lorsqu'on traite d'un scénario d'apports normaux, l'onde de rupture se propage comme une crue altérant brutalement le régime permanent de la rivière en aval et comme une onde négative de vidange remontant la retenue. Par ailleurs, dans un scénario d'apports hydrologiques extrêmes, l'onde de rupture se superpose aux écoulements d'une crue naturelle déjà présente. Les ordres de grandeur respectifs du débit de crue et du débit de rupture peuvent affecter significativement l'image même de la rupture et ses conséquences propres (MARCHE, 2004).

L'analyse des causes de rupture les plus fréquentes permet d'associer aux ouvrages en remblai des modes de rupture généralement plus lents que pour les ouvrages en béton. Les relations de rupture observées montrent que les remblais se détruisent essentiellement par déversement et érosion de la crête et du parement aval, ou par érosion interne dans le corps de l'ouvrage ou dans sa fondation. Les deux modes supposent l'arrachement progressif et le transport des éléments constitutifs de l'ouvrage par l'écoulement 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 les alimentent.

Les mécanismes les plus courants associés à la rupture des ouvrages en béton sont le glissement et le renversement pour les barrages poids et la perte d'appui ou de fondation pour les barrages voûtes. La rupture d'un barrage poids entraîne un mouvement d'ensemble d'une partie de l'ouvrage dont l'inertie limite le développement et la vitesse. Le débit de fuite résulte ici encore d'un processus d'ouverture continu et partiellement limités par la présence des ruines de l'ouvrage. Par contre la rupture des ouvrages minces ressemble plus à une explosion libérant en quelques secondes un mur d'eau de la hauteur de la retenue.

La prévision de l'évolution du débit passant la section de l'ouvrage durant la rupture serait un exercice hydraulique relativement simple si on pouvait déterminer à chaque instant la géométrie des passages utilisables par l'eau. Le fait de connaître la forme de la brèche permettrait d'en calculer le débit instantané. Toutefois, les connaissances actuelles sur les phénomènes initiateurs (séisme, crue et autres), leurs multiples formes de développement et les incertitudes concernant les matériaux concernés (résistance, uniformité, mise en place, dégradations locales) rendent impossible la prévision de l'évolution d'une forme de brèche et, par conséquent, le calcul par les lois hydrauliques courantes d'un hydrogramme unique représentant de manière sûre la crue de rupture à l'ouvrage.

II.3.1 Formules

Les chercheurs se sont tout d'abord penchés sur la prévision du débit maximal envisageable, à l'ouvrage, en cas de rupture. Les travaux théoriques de Ritter (MARCHE, 2004), supposant une retenue infinie et une rupture instantanée, donne une première estimation du débit maximal de la brèche:

$$Q_{\max} = 0,92Lh_0^{1,5} \dots\dots\dots (II.14)$$

Où:

L: largeur constante de l'ouvrage s'effaçant en mètre

H₀: profondeur initiale d'eau en amont

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

La formule de COSTA s'exprime comme suit:

$$Q_{\max} = 325 (H.V/10^6)^{0,42} \dots\dots\dots (II.15)$$

On reconnaît aussi la formule de MOLINARO :

$$Q_{\max} = 0,116 (gH)^{0,5} .H^2 .(V/H^3)^{0,22} \dots\dots\dots (II.16)$$

Et celle de HAGEN :

$$Q'_{\max} = 370\sqrt{V'H'} \dots\dots\dots (II.17)$$

Ces formules font intervenir la hauteur du barrage, H (en mètre) ou H' (en pieds), le volume de la retenue, V (en mètre cube) ou V' (en acres-pieds) et le débit max Q_{\max} (en mètre cube par seconde) ou Q'_{\max} (en pieds cube par seconde).

Pour les remblais, lorsque le matériau du barrage est de petite dimension et sans cohésion, la formule de LEMPERIERE semble plus fiable:

$$Q_{\max} = 0,7 \cdot \sqrt{gH} \cdot H^2 \cdot \sqrt{\frac{V}{H^3}} \dots\dots\dots (II.18)$$

On peut estimer le temps requis pour atteindre le débit de pointe avec l'équation:

$$T = 10 \cdot V^{0,5} / g^{0,5} \cdot H \dots\dots\dots (II.19)$$

Le mécanisme de développement géométrique de la brèche dans les ouvrages en remblai a été étudié à partir des témoignages disponibles et des parties restantes des ouvrages (FREAD et HARBAUGH, 1973). Dans la majorité des cas, que le processus ait commencé comme une érosion interne ou une érosion de crête, la forme de la brèche s'apparente à un seuil triangulaire ou trapézoïdal dont la largeur moyenne, B, est donnée par la formule:

$$B = 9,5 \cdot K_0 (V \cdot H)^{0,25} \dots\dots\dots (II.20)$$

ce qui se développe en un temps T estimé à:

$$T = 0,59 \cdot V^{0,47} \cdot H^{-0,9} \dots\dots\dots (II.21)$$

Dont :

B: largeur moyenne de la brèche (en pieds)

T: durée de la formation de la brèche (en heures)

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

K_0 : coefficient égal à 1 pour une rupture par submersion et égal à 0,7 pour une rupture par érosion interne

de là, il est possible de revenir au débit maximal

$$Q_{\max} = 3,1B \frac{C}{T + C/\sqrt{H}} \dots\dots\dots (II.22)$$

Dans laquelle on définit C comme suit:

$$C = 23,4.A/B$$

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

Il est possible de projeter une forme réaliste d'hydrogramme de rupture en recourant à une loi de débit de seuil épais et en supposant par exemple une croissance linéaire de la brèche dans le temps. Le résultat obtenu peut alors un dernier ajustement d'égalisation de la surface sous l'hydrogramme et du volume sorti de la retenue.

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

$$H_s = V^{0,33} \dots\dots\dots (II.23)$$

Dans ces rapports, H est la hauteur de l'ouvrage et B_m est la largeur moyenne de la brèche. Il en ressort trois types de corrélation utiles. La première porte sur l'aspect de la brèche (rapport de sa largeur B au sommet de l'ouvrage à sa profondeur d):

$$B/d = 0,4 H_s/H \dots\dots\dots (II.24)$$

La deuxième donne le débit maximal de rupture:

$$Q_{\max} / (g.B_m^2.H^3)^{0,5} = 0,0125 H_s/H \dots\dots\dots (II.25)$$

et la troisième évalue la durée de la formation de la brèche:

$$T.(g/H)^{0,5} = 1,5.H_s/B_m \dots\dots\dots (II.26)$$

De plus, les travaux de SINGH mettent en lumière le fait que le rapport le plus fréquent observé entre les largeurs de brèche au sommet et au fond se situe autour de 1,29 et que 50% des temps de

rupture sont inférieure à 90 minutes. La validité de ces formules est meilleure pour des barrages de plus de 8 m de hauteur et ayant subi leur rupture après 1925.

II.3.2 Modèles prévisionnels

Les corrélations tirées des données historiques ne permettent pas de dépasser le stade général des estimations, car tout raffinement demande de considérer un plus grand nombre de paramètres caractéristiques des ouvrages mais réduit d'autant la taille de l'échantillon disponible dans chaque groupe. ZERROUK (2001) résume les contributions importantes de CRISTOFANO (1965), de SINGH et SCARLATOS (1985) et de FREAD (1987). Elles portent essentiellement sur la formation des brèches de déversement. Donc, il est possible d'ajuster chaque modèle pour reproduire une situation connue, mais il est plus instructif de comparer leurs capacités prédictives.

II.3.2.1 Modèles de rupture progressive du barrage

La formation de la brèche dans le cas d'une digue en remblai est régie par deux principaux processus à savoir:

a. Submersion

L'érosion du talus aval du remblai commence à partir des valeurs critiques d'un débit et d'une hauteur d'eau au-dessus de la crête. Ces valeurs critiques dépendent de la pente et de la protection du talus (herbe, enrochement, tapis plastique ou géotextile,...), avec des facteurs additionnels pour le cas des enrochements. Il s'agit de rupture par érosion externe.

Lorsque le niveau de l'oued ou du fleuve atteint la crête de l'ouvrage, le débordement sur la digue et inonde l'aval. Après quelques minutes de la submersion de l'ouvrage, le parement aval commence à s'éroder et les matériaux sont arrachés par la force du courant en pied de la digue. Le parement de la digue continue à se dégrader et par conséquent une fouille importante se crée en pied de l'ouvrage.

b. Renard

C'est un type d'érosion interne qui résulte de différences élevées de pression entre les zones aval et amont de l'ouvrage, provoquant des écoulements internes importants. La rupture par renard débute à l'exutoire des percolations et progresse vers l'amont (érosion interne régressive).

Avec l'augmentation du niveau d'eau amont, le remblai se sature progressivement. Le gradient hydraulique H/L augmente. Après quelques minutes, le long des lignes de courant référentiel, un écoulement se crée générant une petite fuite à l'aval de l'ouvrage. Des matériaux peu cohésifs sont entraînés par l'écoulement au débouché de la fuite. Progressivement, le chemin hydraulique se raccourcit, le gradient hydraulique augmente et accentue le phénomène. Les matériaux entraînés par l'eau de fuite laissent un vide, développant une cavité qui se propage vers l'amont et s'élargit à l'aval. La galerie ainsi formée peut traverser entièrement l'ouvrage et conduire à sa ruine en une ou plusieurs crues successives.

Les principaux paramètres à prendre en compte pour décrire le processus de formation de la brèche sont :

- Moment de la crue où la brèche débute : typiquement, rupture par renard alors que la cote de la ligne d'eau est en deçà de la crête ou rupture par surverse dans le cas inverse
- profondeur et vitesse d'ouverture initiales de la brèche
- forme de la brèche

Ces paramètres sont dépendants en particulier de la dynamique d'écoulement en amont de la brèche, mais aussi en aval : la différence de pression entre l'amont et l'aval est fortement influencée par la hauteur d'eau coté aval.

II.3.2.2 Modèles de modélisation de la formation d'une brèche lors d'une surverse

Le but des modèles numériques est l'évaluation des risques, pour les personnes comme pour les biens, en cas de rupture d'un ouvrage. Il s'agit donc de déterminer en fonction du temps la forme de la brèche, pour un hydrogramme de crue donné, qui permet alors l'évaluation des débits déversés vers l'aval.

Il existe cinq types de modèles de modélisation de la formation d'une brèche lors d'une surverse, répertoriés (CIGB, 1998).

a. Modèle 1 : Brèche considérée comme un seuil avec une loi donnée d'élargissement

C'est l'approche la plus simple, elle fut suggérée en premier par FREAD et HARBAUGH (1973). La forme de la brèche est donnée a priori : triangulaire ou trapézoïdale. La largeur finale de la brèche, son temps d'évolution et le débit dans la brèche sont déterminés par des formules

empiriques fonctions des caractéristiques de l'ouvrage et des conditions hydrauliques. Ces modèles sont calés sur des cas réels issus de bases de données.

b. Modèle 2 : Brèche considérée comme un seuil avec élargissement modélisé de la brèche

Ce modèle diffère du précédent en ce sens qu'il ne nécessite pas une loi, fixée à l'avance, d'élargissement de la brèche. A la place, on suppose que le degré d'érosion est proportionnel à la contrainte moyenne de cisaillement sur la surface de la brèche.

CHRISTOPHANO (1965) dans WALH (1998) fut probablement le premier à développer ce type de modèle : il relie la force d'entraînement de l'écoulement à travers la brèche à la force de cisaillement sur les particules de terre de la base de la brèche.

Il obtient ainsi le taux d'érosion du lit de la brèche en fonction du débit d'eau traversant la brèche. Il suppose la brèche de largeur de base constante avec le temps et toujours de forme trapézoïdale. L'inclinaison des pentes de brèche est supposée égale à l'angle du sol au repos, et l'inclinaison du fond de la brèche égale à l'angle de frottement interne du sol considéré. Mais la présence d'un coefficient arbitraire dans ce modèle, sans aucune réalité physique, rendit critiquable ses prédictions.

HARRIS et WAGNER (1967) dans CIGB (1998) et FREAD (1991) ont traité ce problème en supposant la brèche sujette à l'érosion, parabolique. Le débit à travers la brèche est approximé grâce à une formule de déversoir, et le transport sédimentaire calculé par l'équation de SCHOKLITSCH. Le modèle requiert en plus de la taille des grains de sédiments, les caractéristiques géométriques de la brèche et une valeur seuil de débit pour initier l'érosion.

Le modèle BRDAM, du Bureau of Reclamation, présenté par Brown et Rogers (1977, 1981) est basé sur le travail de HARRIS et WAGNER, il est capable de simuler l'érosion due à la surverse comme à un renard.

Le modèle du National Weather Service, DAMBRK, développé par FREAD (1977) est un modèle paramétrique qui peut manier des formes de brèches rectangulaires, triangulaires ou trapézoïdales. La brèche est supposée s'agrandir verticalement à un taux prédéterminé pendant que l'épuisement de l'eau du réservoir est décrite par une simple équation de continuité. Pour être utilisé, le modèle nécessite la définition de la géométrie finale de la brèche, ainsi que la durée du temps de rupture. Ces exigences réduisent le modèle à un moyen d'identifier les différents événements possibles et non le plus probable.

Le modèle BREACH est une amélioration de DAMBRK. Il fut présenté par FREAD en 1984 (FREAD (1991)) et contribua à améliorer les techniques de simulation de rupture des barrages (digues) en terre. Ce modèle est itératif, basé sur un écoulement uniforme et quasi-stationnaire sur un déversoir à large seuil. Le transport sédimentaire est estimé par la formule de MEYER-PETER-MÜLLER modifiée par SMART. Outre les effets de l'érosion, ce modèle prend en compte les évolutions de la brèche qui résultent de l'instabilité des pentes de la brèche, des glissements et du cisaillement possibles dans le haut de la pente. Il permet aussi d'attribuer des matériaux différents au noyau du barrage, en surface du barrage et sur la pente aval. La base de la brèche est supposée être toujours parallèle à la face aval du barrage. La limite principale du modèle vient de la difficulté à estimer les valeurs de la contrainte de cisaillement critique pour l'érosion et la largeur finale de la brèche, qui sont deux données nécessaires.

Le modèle de SINGH et SCARLATOS (1988), BEED est très semblable à ceux précédemment cités. La vidange du réservoir est décrite par une simple équation de conservation de la masse de l'eau, l'écoulement est considéré quasi-stationnaire sur la face aval du barrage et le débit à travers la brèche est calculé comme celui d'un déversoir à large seuil. Le modèle est capable de simuler des ruptures progressives d'un barrage homogène en terre avec des formes de brèches rectangulaires, triangulaires ou trapézoïdales. La taille et la forme de la brèche initiale doivent être fournies comme conditions initiales. La formule de transport sédimentaire d'EINSTEIN-BROWN estime le processus d'érosion pendant que la méthode des « contours » (CHUGAEV, 1964) est appliquée à la stabilité des pentes sous l'action des forces de percolation. L'érosion latérale de la brèche est supposée se produire de telle façon que le rapport de la hauteur sur la largeur à la base de la brèche reste constant. De plus, la largeur de brèche sur la face aval est toujours prise égale à la largeur de la brèche à la crête.

c. Modèle 3 : Brèche considérée comme un seuil avec chenal érodable à l'aval

Cette approche, proposée par GIUSEPPETI et MOLINARO (1989), considère la brèche comme un chenal de pente uniforme et de section régulière (triangulaire avant que la brèche atteigne la fondation du barrage, puis trapézoïdale). La brèche adoptée est schématisée sur la figure III.9. Le débit sur la brèche est calculé, en imposant la condition critique au seuil de la brèche, au moyen des formules d'évacuateur de crue, la profondeur et la vitesse de l'écoulement au pied du barrage au moyen de l'équation de Bernoulli. Dans ce modèle, on suppose que le courant d'eau atteint sa capacité maximale de transport de sédiments au pied du barrage. Dans ces conditions, le débit du volume solide peut être calculé, via quelques approximations, en utilisant la formule connue du transport sédimentaire en rivière (formule d'EINSTEIN-BROWN). Ensuite, l'évolution

des dimensions de la brèche est déterminée au moyen d'une équation de conservation des matériaux du barrage.

On suppose que le temps d'évolution de la brèche est suffisamment long, pour considérer l'écoulement le long de la brèche comme quasi-stationnaire.

d. Modèle 4 : Brèche entière considérée comme un chenal érodable

Ce modèle est le plus avancé parmi ceux proposés et appliqués. L'écoulement le long du chenal de la brèche est calculé à partir des équations de SAINT-VENANT, tandis que l'évolution de la brèche est modélisée suivant une équation de continuité des sédiments, appelée également équation d'EXNER.

Cette équation permet le calcul de la variation d'élévation du lit en fonction du taux de transport des sédiments et des propriétés du matériau du lit.

Dans le modèle de LOU dans REITER et al. (1998) et WAHL (1998)), le domaine hydrodynamique est simulé par les équations de SAINT-VENANT (instationnaires) dont le terme d'inertie a été négligé. Le mécanisme du transport des sédiments est approché par une relation simplifiée, mais la présence d'un coefficient empirique réduit le domaine d'application de ce modèle.

PONCE et TSIVOGLOU (1981) ont développé le travail de LOU. Considérant les conditions critiques de l'écoulement à la brèche, le débit sortant est calculé grâce aux équations complètes de l'hydrodynamique. Le transport des sédiments est estimé par la formule de MEYER-PETER-MÜLLER. Pour la morphologie de la brèche, le modèle inclut une composante qui relie la géométrie de la section transversale de la brèche au débit passant par le barrage. Cette relation, entre la largeur au sommet et la vitesse de l'écoulement, ajoute un degré de liberté pour représenter de façon plus réaliste le développement vertical et latéral de la brèche. Cette relation est appliquée de l'initiation de l'érosion jusqu'à l'apparition du pic de décharge, après quoi la brèche reste constante. De plus, un petit écoulement, limité, doit être défini comme condition initiale, sur la face aval du barrage (au départ, le débit sortant sera fonction de la taille du petit ruisseau défini précédemment). Mais le point faible de ce modèle reste la détermination du taux de croissance de la largeur du sommet de la brèche.

e. Modèle 5 : Ouverture d'une brèche dans un barrage en remblai

Considérée comme un processus par étapes : érosion, rupture et transport des matériaux du barrage.

1- Ouverture de brèche suivant deux phases : 1.Brèche initiale 2.Erosion latérale

Les essais sur modèles physiques et les observations au cours de ruptures de barrages en terre montrent que le processus d'ouverture de la brèche est fortement influencé par l'hétérogénéité du remblai (noyau étanche). Pour les barrages créant des retenues de grande capacité, la rupture initiale est une brèche en forme de V ;

La seconde phase de rupture est constituée par une érosion latérale.

Les paramètres influençant la vitesse d'érosion sont :

- la protection existant sur le talus aval du barrage ;
- le type et les dimensions du noyau étanche du barrage ;
- les matériaux constituant le remblai et les filtres.

Après le début de rupture par submersion et érosion de surface, le processus d'érosion est une combinaison d'érosion locale du corps du barrage au contact avec le courant d'eau et de rupture des parois latérales de la brèche. En général, le noyau d'étanchéité résiste mieux à l'érosion que les autres matériaux du barrage.

Le noyau ou des parties de celui-ci se rompent après que les matériaux support ont été emportés par érosion. Le processus par étapes, érosion – glissement – rupture – transport, continue, jusqu'à ce que les facteurs suivant de limitation interviennent :

- la fondation ou les appuis présentant une résistance à l'érosion limitent la poursuite de celle-ci ;
- le plan d'eau dans le réservoir a baissé jusqu'au niveau limite de stockage ;
- la capacité d'écoulement dans la vallée à l'aval du barrage devient un facteur de limitation et les conditions de remous influencent l'écoulement à travers la brèche et le processus d'érosion.

Un modèle de ce type (Embankment Dam BREACH : EDBREACH) a été développé dans le cadre d'un projet de coopération Sino-Finlandais (REITER et al., 1993). Ainsi dans EDBREACH, tous les paramètres et facteurs cités précédemment sont pris en considération. La hauteur et la vitesse de l'écoulement au pied du barrage sont calculées au moyen de l'équation de BERNOULLI, le

transport sédimentaire au moyen de la formule de MEYER-PETER-MÜLLER, et l'angle d'inclinaison des pentes de la brèche dépend de l'angle de frottement interne du matériau suivant une formule simple. Par contre, ce modèle est le seul à considérer l'écoulement sur le barrage divisé en trois régimes d'écoulement : un écoulement subcritique de l'amont à la crête du barrage, supercritique sur la face aval du barrage et finalement subcritique du pied du barrage à l'aval, là où les effets des remous se font sentir.

Ainsi, tous ces modèles de simulation numérique de l'érosion hydraulique, des plus simples aux plus sophistiqués, sont basés sur le couplage d'un modèle hydraulique et d'un modèle de transport solide.

Le modèle hydraulique est, suivant la finesse de la modélisation, le modèle de BERNOULLI avec quelques hypothèses hydrauliques, le modèle de Saint Venant unidimensionnel ou bidimensionnel ou de NAVIER STOCKES. Cependant les équations de NAVIER-STOKES avec turbulence, utilisées pour l'étude des rivières ne semblent pas encore avoir été utilisées pour la rupture progressive des barrages en remblai.

Le modèle de transport solide va, suivant la finesse de la modélisation, d'un simple modèle de charriage des particules solides suivant une évolution de la géométrie de l'ouvrage fixée (et en général éloignée de la réalité), à un modèle de charriage et de suspension intégré à une équation de conservation du débit solide. Les seuls modèles de transport solide disponibles sont des modèles empiriques. En particulier, tous les modèles de transport solide par charriage sont issus d'expérimentations dans le cadre de l'hydraulique fluviale (par exemple : les formules de MEYER-PETER-MÜLLER, d'EINSTEIN, de SCHOKLITSCH...etc.).

Outre ce couplage d'un modèle hydraulique et de transport solide, certaines modélisations, toutes ne le font pas, tiennent aussi compte de l'érosion par instabilité des pentes. On a vu précédemment que ce phénomène pouvait jouer un rôle important, pour l'érosion latérale sur sols non cohésifs, et pour l'érosion par blocs sur sols cohésifs. Il apparaît donc primordial de ne pas négliger ce phénomène.

II.3.3 Modèles de rupture instantanée du barrage

II.3.3.1 Modèle de Ritter

Il est intéressant de citer le modèle de RITTER, souvent cité en référence. Paradoxalement, ce modèle est à la fois le plus éloigné de la réalité (cas d'école) et le plus propice à fournir des ordres de grandeurs faciles à calculer et permettant de visualiser une certaine réalité physique.

Ritter considère un cas d'école permettant de tirer une solution analytique des équations de Saint Venant. Les hypothèses sont un lit d'écoulement de longueur infinie, à fond horizontal, de section transversale rectangulaire infinie, dont les parois sont lisses (CIGB, 1998).

Les équations de SAINT VENANT unidimensionnelles conduisent aussi à la forme initialement utilisée par RITTER dès 1892 pour aborder le cas de l'effacement d'un barrage en canal et y apporter une solution théorique. Il suffit pour ce faire de considérer la section d'écoulement rectangulaire et invariante et d'annuler les termes d'énergie dues aux frottements et autres.

Les équations de RITTER s'expriment comme suit:

$$\frac{\partial}{\partial x}(Uh) + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (II.27)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} = -g \frac{\partial h}{\partial x} \dots\dots\dots (II.28)$$

leur résolution conduit à un ensemble de résultats simples (figure N°II.5) d'ordre de grandeur intéressants, en pratique, pour se faire une idée de la situation potentielle engendrée aux environs de l'ouvrage.

Voici la solution de Ritter:

$$h = \left[2(gh_0)^{1/2} - (x/t) \right]^2 / (9g) \dots\dots\dots (II.29)$$

$$U = (2/3) \left[(gh_0)^{1/2} + (x/t) \right] \dots\dots\dots (II.30)$$

où x: dimension longitudinale, t: temps, g: accélération gravitationnelle

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

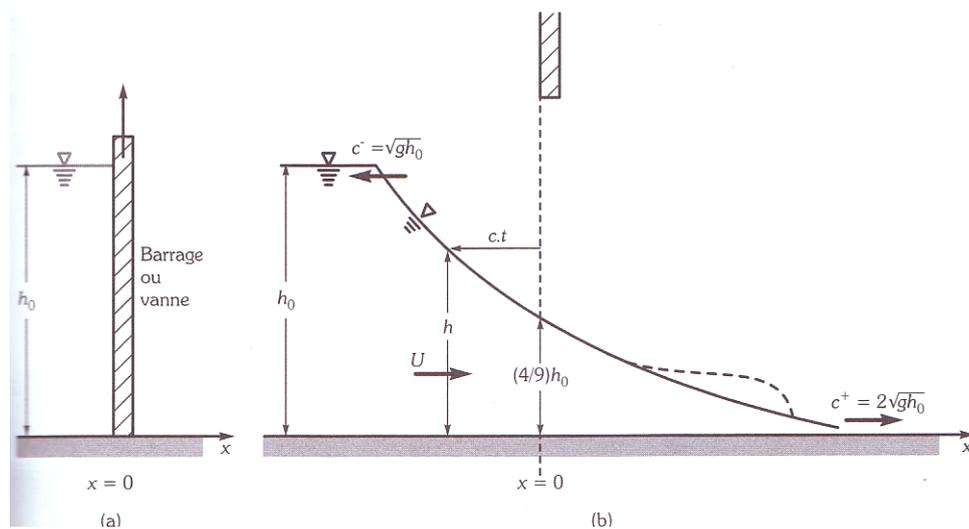


Figure N°II.5 : Eléments principaux de la solution de RITTER: a) avant la rupture; b) après la rupture. (MARCHE,2004)

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

$$-1 < x / [t(gh_0)^{1/2}] < 2$$

Le débit à la sortie de la brèche s'écrit alors simplement en fonction de la hauteur d'eau initiale au droit de la brèche :

$$Q = 8h_0/27*(gh_0)^{1/2} \dots\dots\dots (II.31)$$

Pour ce qui est des formulations de débit à remarquer, un ordre de grandeur de débit de pointe peut-être tiré de la relation suivante, où la rupture est supposée instantanée avec une forme rectangulaire de largeur L allant jusqu'à la base du remblai (CETE méditerranée, 2005) et pour une analyse des formules de débit maximum de brèches (BROICH , 1998) :

$$Q = 0,92Lh_0^{1,5} \dots\dots\dots (II.32)$$

Mais le modèle de RITTER est surtout intéressant pour le profil de la ligne d'eau au droit de la brèche (alors que l'allure du profil en aval est donnée par la formulation de DRESSLER dont il est question plus bas).

II.3.3.2 Modèle de DRESSLER

Pour disposer d'une solution plus réaliste, plusieurs auteurs ont cherché à rajouter une rugosité au lit d'écoulement (CIGB,1998). La solution de DRESSLER datant de 1952, dont les résultats sont voisins de ceux d'autres auteurs qui ont utilisé des formulations différentes, démontre l'effet des pertes d'énergie.

Ainsi, elle montre que, si la formulation de RITTER ne peut s'appliquer en aval d'une zone proche de la brèche (zones III et IV sur l'illustration suivante), le profil de la cote d'eau n'est pas modifié au niveau de la brèche : la profondeur d'eau et la vitesse sont données par la solution de RITTER (il en est donc de même du débit).

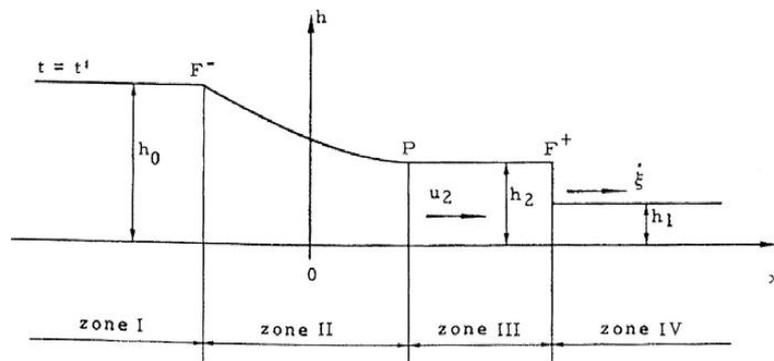


Figure N°6: *Solution de DRESSLER (CIGB, 1998)*

Ainsi, la formulation simple de RITTER est utilisable pour approcher le débit à la sortie de la brèche à partir de la valeur de la hauteur d'eau en amont de la brèche lorsque la rugosité est réaliste. D'après ce même modèle et les travaux de DRESSLER, on dispose d'un ordre de grandeur de la hauteur d'eau au droit de la brèche :

$4/9$ (hauteur d'eau en lit mineur) < hauteur d'eau à la brèche < hauteur d'eau en lit mineur

Ceci constitue évidemment une approximation puisque le modèle de RITTER est très éloigné de la réalité (géométrie très simplifiée), même si ces valeurs extrêmes ont été confirmées par DRESSLER.

II.3.3.3 Modèle de SINGH

Le modèle de SINGH pour le développement d'une brèche par surverse représente une synthèse des progrès récents dans ce domaine. Il se fonde sur deux équations, l'une reproduisant le débit d'eau à la brèche:

$$A.Dh/dt = Q_b \dots\dots\dots (II.33)$$

et l'autre, l'approfondissement par érosion de celle-ci:

$$Dz/dt = E.U^n \dots\dots\dots (II.34)$$

où

A: surface au miroir de la retenue et fonction connue de l'élévation du plan d'eau H

z: élévation du fond de la brèche

E: coefficient d'érodabilité

U: vitesse moyenne d'écoulement à travers la brèche

n: exposant d'érodabilité

A tout instant, on peut calculer le débit de la brèche en considérant la brèche comme un seuil épais en régime permanent, grâce à l'équation suivante:

$$Q_b = U.S = (2g.Cd^2.(H - z))^{0,5} \dots\dots\dots (II.35)$$

On doit alors spécifier un coefficient de débit Cd.

Plusieurs éliminations permettent de parvenir à l'équation différentielle de l'évolution du plan d'eau H, à la cote de fond de brèche et au débit de brèche en fonction du temps et du choix des valeurs des coefficient E, n et Cd. Peu importe la forme de la brèche, on peut procéder à une solution itérative, mais on peut également dériver facilement une solution pour une brèche triangulaire.

Enfin, SINGH et WAHL (1998) suggèrent en conclusion que pour accroître encore les possibilités de prédiction du comportement des brèches, il faudrait compléter ce modèle générique par la prise en compte des interactions dynamiques entre la géotechnique des différentes couches de l'ouvrage et l'hydrodynamique des écoulements.

II.3.3.3 Modèle de PHOLE

Ainsi, Faut il le signaler, nous mentionnons la solution bidimensionnelle de PHOLE, laquelle se fonde sur une représentation de Lagrange des écoulements dans une tranche verticale et sur la théorie des représentations conformes. La figure N°II.7 montre une image de l'écoulement résultant de l'effacement d'un barrage de 1 m de hauteur, et son calcul par la solution de PHOLE.

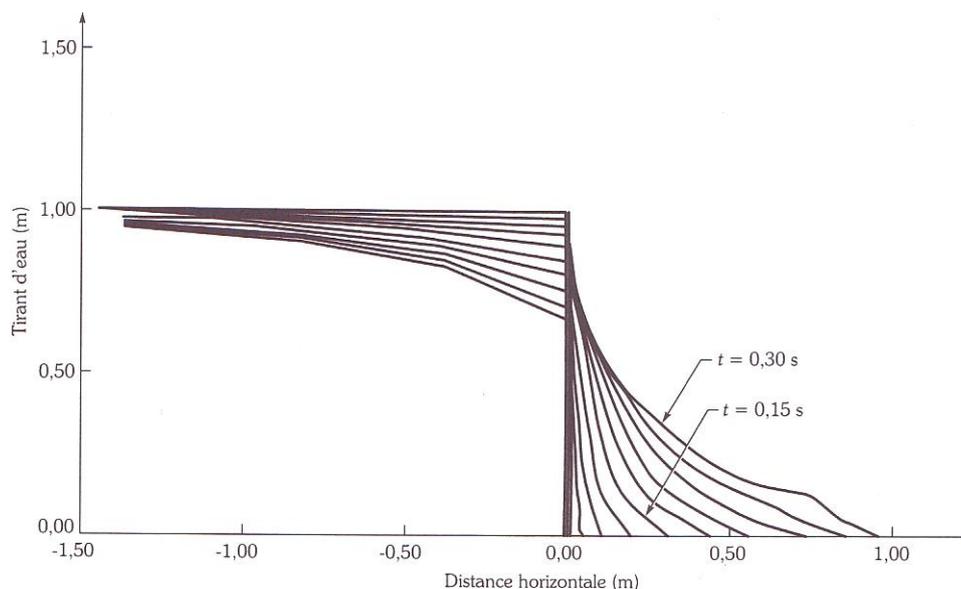


Figure N°II.7 Solution de Phole, lignes d'eau successives (MARCHE C.,2004)

On définit l'évolution de la surface libre par cumul de mouvement des particules calculé pendant chaque intervalle de temps. La figure N°II.8 reproduit un champ de vitesse établi d'après le même calcul quelque centime de seconde après la rupture.

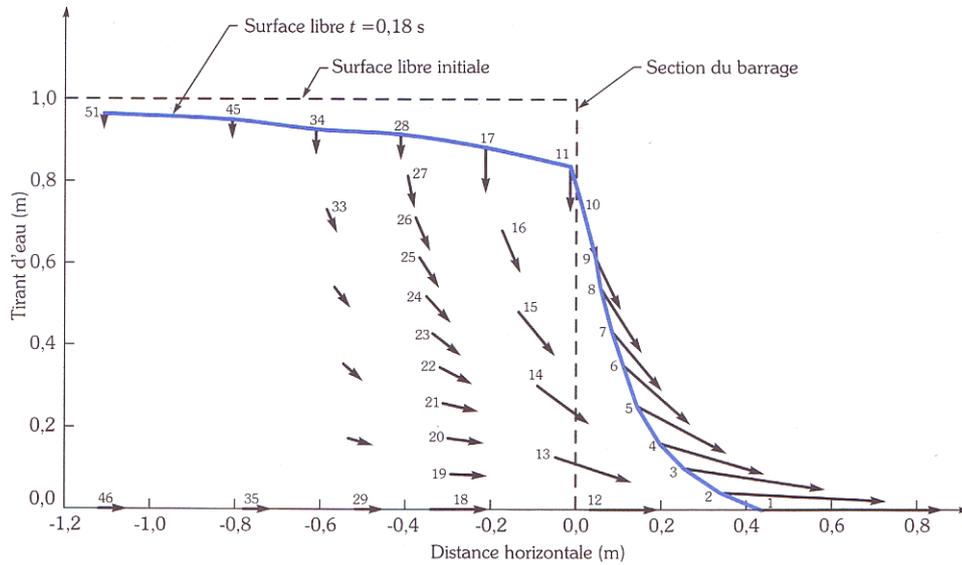


Figure N°II.8 : Solution de PHOLE, champ des vitesses (MARCHE, 2004)

II.3.3.4 Comparaison des solutions selon PHOLE et RITTER

L'intérêt de la solution de PHOLE réside entre autres dans le fait que le champ des vitesses produit permet une estimation des contraintes exercées sur le fond et une appréciation des mouvements sédimentaires potentiellement causés par la rupture.

La solution de PHOLE donne donc une image du front de l'onde de rupture différente de celle de RITTER. Si on suppose les deux solutions à un temps très court après la rupture, et donc dans le domaine de validité des deux solutions, on voit que cette différence s'avère majeure quant à la vitesse de propagation du pied de l'onde Figure N°II.9.

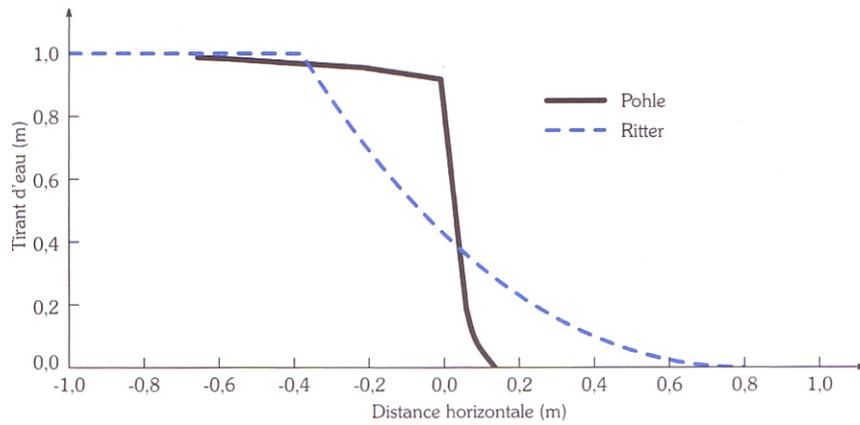


Figure N°II.9 Comparaison des solutions de PHOLE et de RITTER (MARCHE,2004)

II.3.3.5 Comparaison des débits de rupture selon Phole et Ritter

Les deux méthodes permettent de définir le débit à l'ouvrage. Pour un ouvrage de largeur b, La solution de RITTER donne:

$$Q_{bR} = (8/27)b(gh_0^3)^{1/2} \dots\dots\dots (II.36)$$

et la solution de PHOLE par:

$$Q_{bP} = \frac{10}{7} Q_{bR} \sqrt{\frac{g}{h_0}} t \dots\dots\dots (II.37)$$

Selon MARCHE (2004), On considère cette solution comme valide tant que le débit de la formule selon PHOLE Q_{bP} , reste inférieur au débit donné par la formule de RITTER Q_{bR} .

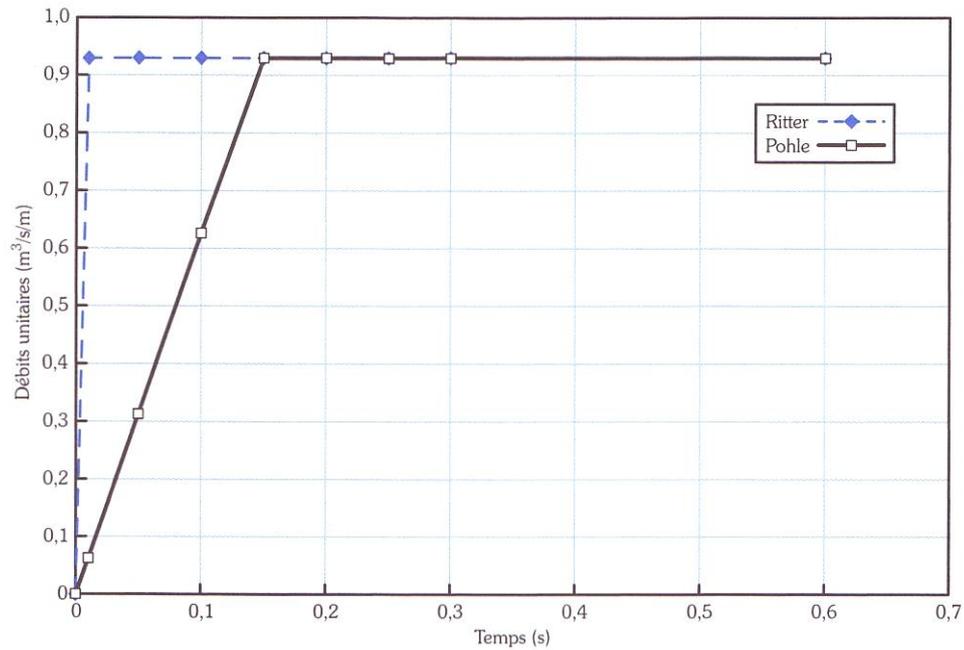


Figure N°II.10 *Comparaison des débits de rupture selon PHOLE et RITTER*

(MARCHE, 2004)

II.3.3.5 Estimation du débit de rupture à l'ouvrage en prédéfinissant la géométrie de l'ouverture maximale

Selon une approche normée ou selon son jugement, l'analyste en charge de l'étude de sécurité doit définir, pour chaque scénario, la géométrie de l'ouverture maximale représentant le développement ultime de la brèche à l'ouvrage. On peut établir une première estimation du débit engendré à chaque ouvrage en utilisant une forme simple de la loi d'évacuation d'un seuil trapézoïdal épais:

La formule du débit Q_b passant un tel seuil a la forme suivante:

$$Q_b = c_v k_s [3,1b_1(h - h_b)^{1,5} + 2,45z(h - h_b)^{2,5}] \dots\dots\dots(\text{II.38})$$

où:

c_v : correction de la vitesse d'approche

b_1 : largeur instantanée de la base de la brèche

h : hauteur d'eau en amont

h_b : hauteur du fond de brèche

z : pente des parois de brèche

k_s : correction de submergence possible.

On obtient cette submergence comme suit:

$$k_s = 1,0 - 27,8 \left[\frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0,67 \right]^3 \quad \text{si } (h_t - h_b)/(h - h_b) > 0,67 \quad \dots\dots\dots(\text{II.39})$$

autrement $k_s = 1,0$

h_t : hauteur instantanée de l'eau dans le bief aval.

Si la rupture supposée se fait par érosion interne, on remplace la formule (38) par une formule du débit par un orifice:

$$Q_b = 4,8A_e(h - \bar{h})^{1/2} \quad \dots\dots\dots(\text{II.40})$$

dans laquelle l'aire d'érosion est:

$$A_e = 2b_i(h_p - h_b) \quad \dots\dots\dots(\text{II.41})$$

Ces deux équations font intervenir les paramètres suivants:

h_e : hauteur du centre de l'aire d'érosion interne

\bar{h} : Hauteur de contrôle du débit égale à la plus élevée des valeurs instantanées de h_e ou de h_t

b : largeur instantanée de l'aire d'érosion.

Une extension relative suffisante de l'érosion interne dans l'ouvrage, donnée par la condition fait repasser l'écoulement d'orifice à un écoulement de seuil de même dimension.

$$h < 3h_e - 2h_b \quad \dots\dots\dots(\text{II.42})$$

Selon la condition (II.42), le changement se produit lorsque le niveau h de la retenue a suffisamment diminué ou lorsque la dimension de l'orifice a suffisamment augmentée.

L'usage des formules (II.38) à (II.42) permet à l'analyste, prenant en compte les estimations des équations (II.20 et II.24) ou d'autres équivalentes, d'obtenir une estimation préliminaire tout à fait acceptable pour juger de l'intérêt des scénarios retenus, en comparaison en particulier avec les débits maximaux des crues naturelles déjà enregistrées dans la vallée. Dans certains cas, on peut juger le calcul de rupture inutile si on dispose déjà d'observations faites à un débit comparable. Toutefois, il faut se rappeler qu'il s'agit d'une évaluation préliminaire puisque le calcul complet de la

rupture peut amener à une limitation du débit par submergence d'aval ou par baisse rapide de la retenue.

II.3.4 Modèles couplés hydrauliques et géotechniques

De nouveaux modèles couplés hydrauliques et géotechniques arrivent au stade de développement (MARCHE, 2002). Ils incorporent et exploitent des connaissances fondamentales plus fidèles aux particularités des écoulements de laves torrentielles, des éléments statistiques et parfois des règles traduisant des expertises spécifiques.

La figure N°II.11 montre le degré de validité qu'on peut d'ores et déjà en attendre dans la description séquentielle détaillée de la brèche, de son débit et du comportement de la retenue

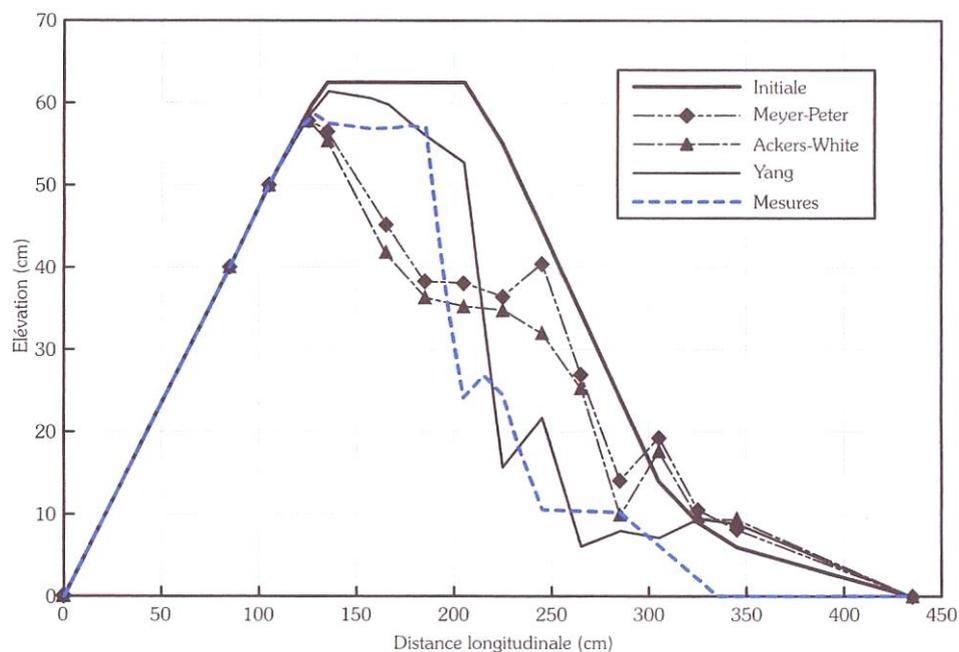


Figure N°II.11 Prédiction du thalweg de brèche par modèle numérique (MARCHE, 2004)

II.3.5 Méthodes normées

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

uniformité, mise en place, dégradations locales) ne permettent pas de tracer un hydrogramme unique représentant de manière sûre la crue de rupture à l'ouvrage.

Néanmoins, si on excepte le cas des digues fusibles, on peut ignorer certains de ces paramètres et produire tout de même une étude de sécurité utile. L'objectif est toujours de donner une image réaliste de la rupture potentielle et non d'en prévoir le déroulement réel (dans le cas d'un ouvrage fusible, la précision et la sûreté du fusible exigent plus de précautions).

II.3.5.1 Règles Pratiques sur la définition des brèches de rupture

Les règles pratiques se basent sur les renseignements généraux déduits des ruptures antérieures et sont spécifiques à chaque type d'ouvrage et aux conditions hydrologiques du scénario.

- Les ouvrages en terre et en enrochement permettront le développement en 30 minutes, par déversement, d'une brèche trapézoïdale dont la largeur au fond sera égale à quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage. Les parois latérales de cette brèche seront inclinées à 45 degrés si le terrain naturel le permet, sinon elles seront ajustées au terrain naturel. S'ils comportent un masque d'étanchéité amont, le temps de rupture pourra être augmenté.
- Les ouvrages poids en béton permettront le développement en six minutes d'une brèche rectangulaire, d'une largeur égale à quatre fois la hauteur mais ajustée aux joints de construction de l'ouvrage. Les ouvrages voûtes à contreforts suivront la même règle alors que la largeur de la brèche sera ajustée aux contreforts.
- Dans tous les cas, on supposera la brèche formée au centre de la partie la plus profonde de la vallée. Le fond de la brèche sera abaissé si l'ouvrage est établi sur des fondations érodables et que la pente du fond de la vallée en aval est prononcée.
- Si, malgré le développement de la brèche, le déversement sur la crête des ouvrages continue pendant plusieurs heures, la largeur de la brèche pourra s'accroître jusqu'à atteindre la demi longueur de l'ouvrage.
- En complément, au départ des calculs de rupture en apports hydrologiques normaux, on estime que les réservoirs sont à leur niveau maximal d'exploitation; les ouvrages d'évacuation sont fermés et le débit en rivière est à sa valeur module. Pour les calculs réalisés en conditions d'apports hydrologiques exceptionnels, les mêmes conditions prévalent mais les évacuateurs sont ouverts. Le débit initial au droit de l'ouvrage correspondra donc à la somme des débits de rupture, d'évacuation et de turbinage, puis on réduira le débit de turbinage à 0 en 15 minutes.

Le National Weather des Etats Unis (FREAD, 1984) et B.C. Hydro de Colombie-Britannique proposent des règles semblables. Certaines législations demandent le traitement spécifique d'un cas d'érosion interne. Dans ce cas on sait qu'il se forme un tunnel s'élargissant progressivement dans l'ouvrage et s'effondrant lorsque son diamètre atteint une certaine proportion de la hauteur de l'ouvrage (de 50 à 75 %). Avec les lois de FROELICH (FREAD et HARBAUGH, 1973), on peut suivre cette formation en utilisant le coefficient K_0 approprié. Plus lente que la formation de la brèche de surverse, l'érosion interne conduit habituellement à un débit maximal de la crue de rupture plus faible.

On voit donc que le mécanisme de rupture invoqué dans chaque scénario permet de produire un hydrogramme de brèche raisonnable et justifiable, définissant la crue de rupture partant de l'ouvrage, et gouvernant le processus de vidange de la retenue et le retour à des conditions normales d'écoulement.

Chapitre III

MODELES NUMERIQUES DE SIMULATION DE LA PROPAGATION DE L'ONDE DE CRUE.

III.1 Notion de modèle

On confond souvent plusieurs entités sous le terme de modèle ; par exemple quand on parle d'un modèle Saint-Venant, il peut être question d'un code de calcul qui résout une certaine version des équations de Saint-Venant pour l'hydraulique à surface libre. Il peut aussi s'agir du modèle mathématique lui-même, c'est à dire une formulation des équations, assortie des hypothèses sous lesquelles ces équations sont une représentation acceptable de la réalité. Enfin cela peut aussi être un paquet de données associées à un logiciel qui produit des simulations d'écoulement sur un tronçon de rivière déterminé. Pour être en mesure de faire des choix de modélisation éclairés, il convient donc de distinguer (FAURE, 2004) :

- Le modèle mathématique

Ce sont les équations assorties des hypothèses qui en fixent le cadre de validité. Il y a toutes sortes d'équations possibles, équations aux dérivées partielles, équations différentielles, équations algébriques.

- Le code de calcul

Il réalise le traitement numérique du modèle mathématique, c'est à dire la résolution approchée des équations. Généralement ce traitement repose sur des choix techniques et des simplifications qui relèvent de l'expertise du concepteur du logiciel. Selon les choix qui auront été faits, on obtiendra un code de calcul qui résout une sous-classe plus ou moins large des équations d'origine.

- Le modèle numérique

C'est le regroupement d'un modèle mathématique, d'un code de calcul capable de « jouer » ce modèle (résoudre les équations) et d'un ensemble de données statiques. Ces données sont qualifiées de statiques par opposition aux données dynamiques qui sont celles qui vont changer au cours de l'exploitation du modèle. Par exemple on peut considérer que, dans une problématique de cartographie de zones inondées, la géométrie et l'occupation du sol sont des données statiques alors

que les apports de débit aux frontières de la zone d'étude sont des données dynamiques car on va exploiter le modèle en jouant différents scénarios de crue.

III.2 Calage du modèle

Dans la plupart des modèles, une part des données est mesurable (ou considérée comme telle) et l'autre ne l'est pas. C'est typiquement le cas des équations de Saint-Venant dans lesquelles la géométrie est en général considérée comme mesurable alors que les paramètres des lois de perte de charge (coefficients de Manning ou de Strickler dans la loi de Manning-Strickler, coefficient de Chézy), sont difficilement accessibles, d'autant plus que dans leur utilisation concrète on leur assigne un rôle plus large que ne le prévoit pas la théorie.

Ces paramètres sont des paramètres de calage, c'est à dire qu'on les obtient comme on peut sous la contrainte de minimiser l'écart entre le résultat d'une ou plusieurs simulations et les observations que ces simulations sont censées reproduire.

III.3 Conditions aux limites

Le choix des conditions aux limites dépend du régime d'écoulement. Dans le cas d'un écoulement fluvial, les équations de Saint-Venant ont besoin d'une condition à la limite à chaque entrée du modèle (noeuds amont) et d'une condition à la limite à chaque sortie (noeuds aval). En général on impose le débit à chaque entrée et un niveau ou une relation hauteur-débit (loi de tarage) à chaque sortie. Il est important que les conditions aux limites aval soient cohérentes avec les conditions amont ; dans le cas d'une cote imposée, il faut que le décalage temporel sur les niveaux et débits entre l'amont et l'aval soit respecté ; dans le cas d'une loi de tarage il faut que la loi couvre un intervalle de niveaux et débits suffisamment large pour prendre en compte l'ensemble de l'épisode de crue à simuler.

III.4 État initial

Sauf dans le cas où l'on résout la variante stationnaire des équations de Saint-Venant, on a besoin de définir un état initial, c'est à dire un débit et un niveau en chaque point de calcul.

La procédure à utiliser pour construire un tel état initial dépend beaucoup des capacités du code de calcul utilisé. Il peut fournir une procédure qui réalise l'initialisation par l'état permanent

correspondant aux conditions aux limites à l'instant initial, il peut permettre de récupérer comme état initial un état calculé auparavant.

Dans tous les cas, il est important de faire démarrer une simulation instationnaire sur un état initial qui satisfasse les équations de Saint-Venant ; dans le cas contraire le programme va simuler une transition entre cet état aberrant et un état physiquement correct ; cette transition peut être longue et coûteuse.

Dans le cas, rare, où l'on dispose de données nombreuses et contemporaines pour initialiser une simulation, le programme utilisé doit être capable de réaliser une interpolation de la ligne d'eau en chaque point de calcul compatible avec les équations de Saint-Venant.

Dans la plupart des cas on n'aura pas de données autres que les données permettant de définir les conditions aux limites ; le choix naturel sera alors de définir l'état stationnaire correspondant comme état initial.

III.5 Pertes de charge par frottements

La plupart des codes de calcul qui résolvent les équations de Saint-Venant utilisent la formule empirique de perte de charge de Manning-Strickler qui relie la pente de la ligne d'énergie au débit, mais d'autres existent comme la formule de Chézy ou Collebrook. On préférera la formule de Chézy pour les études d'hydraulique côtière et celle de Collebrook pour les conduites. Il ne faut cependant pas oublier que ces formules ont été établies pour des écoulements permanents uniformes ; leur utilisation pour modéliser des écoulements instationnaires est une source supplémentaire d'incertitude.

Dans la pratique, on intègre dans l'idée de frottement et dans son calcul, un ensemble de phénomènes qui dissipent de l'énergie de façon diffuse et régulière (qui n'est pas localisé). A l'échelle où cette dissipation d'énergie est appréciée, c'est une perte de charge régulière exprimée par unité de longueur de rivière. Cette perte de charge se visualise dans les schémas par la pente de la ligne d'énergie.

Dans tous les cas la formule utilisée repose sur le choix d'un ou plusieurs coefficients caractéristiques des frottements à prendre en compte. Ces coefficients sont difficiles à estimer et sont généralement considérés comme des paramètres de calage. Ceci implique qu'il est particulièrement important et utile, lors de la construction d'un modèle numérique, de collecter le

maximum d'informations sur des événements de référence : débit de l'événement, hauteurs d'eau observées, laisses de crue, ...

III.6 Pertes de charge singulières

On distingue les pertes de charge par élargissement et rétrécissement et les pertes de charge provoquées par les ouvrages ou structures placées en travers de l'écoulement (seuils, ponts, vannes, ...). Les pertes de charges par élargissement et rétrécissement sont évaluées par la formule de Borda et généralement prises en compte automatiquement par les codes de calcul. La formule de Borda définit une perte de charge proportionnelle à la variation du carré de la vitesse moyenne entre deux sections successives.

Les pertes de charges provoquées par des ouvrages ou structures en travers sont définies par des lois spécifiques à chaque type de structure. La littérature abonde en formules d'ouvrages mais toutes reposent sur des hypothèses que l'utilisateur ne doit pas négliger. De même que pour les pertes de charge par frottement, chaque formule utilise un ou plusieurs coefficients que le modélisateur doit caler sur des observations. Plus ces observations seront nombreuses et détaillées, plus le calage sera aisé et le modèle numérique précis.

III.8 Considérations pratiques de construction des modèles

La plupart des modèles numériques nécessitent une hauteur d'eau (ou un débit) minimum en amont du domaine de propagation pour des raisons de stabilité numérique. De plus, quelques modèles peuvent présenter des problèmes de fonctionnement sur un terrain initialement sec (CIGB, 1998, pp. 156-158).

Pour le problème de la condition à la limite amont qui doit correspondre à une hauteur d'eau non nulle (pratiquement, supérieure à quelques centimètres au moins), deux cas peuvent se présenter :

- la limite du modèle englobe la digue : le problème de la limite amont ne se pose pas (lit mineur), mais des problèmes de convergence pourraient être à prendre en compte en cours de calcul, lorsque la cote d'eau atteint la crête de la digue pour le cas de la surverse (hauteur d'eau proche de zéro en début de surverse). Ce type de problème peut aussi apparaître lorsque la simulation concerne une rupture par renard, où la cote de la crête de la digue passe d'une valeur fixée à une valeur brusquement inférieure. Ce problème peut être contourné en reprenant les calculs à cet instant, avec des aménagements numériques comme

par exemple la diminution du pas de temps de calcul. Finalement, le problème peut être contourné moyennant l'intervention du modélisateur, c'est-à-dire avec un coût accru par rapport au cas d'une propagation sans singularité. Cependant, cette augmentation de coût ne devrait pas être prise en compte de manière spécifique dans la mesure où le coût d'intervention sur le calcul devrait être évalué dans le poste correspondant à la description de la brèche (reprises de calculs en cours de simulation destinées à modifier le maillage décrivant la forme de la brèche).

- la limite du modèle est située sur la brèche : dans ce cas, le début du calcul peut être initié au moment où la digue est sollicitée par un débit. Les instants précédant ne présentent pas d'intérêt puisqu'ils ne correspondent à aucune inondation (pas de débit). Pour le cas de la surverse, la simulation d'une hauteur d'eau non nulle en début de processus de rupture est réaliste dans la mesure où le processus est initié par le débordement, par-dessus la crête. Pour le cas du renard, il faut préparer les conditions initiales pour simuler une brèche en début d'ouverture, avec une ligne d'eau débitante dont la cote est inférieure à la crête de la digue (par exemple en construisant une sorte de "petite brèche", de largeur limitée au sommet et plus importante en pied, exactement comme le principe de la fente de Preissman). Ceci est tout à fait réaliste dans la mesure où la simulation de la propagation de l'onde de rupture s'attache bien à décrire la propagation et non la formation de la brèche.

Pour le problème de la **propagation sur front sec**, il est difficilement envisageable de simuler une lame d'eau non nulle sur l'ensemble de la zone inondable dans la mesure où, pour être réaliste, cette lame d'eau devrait être très faible : il faudrait construire une faible inondation initiale, de surface semblable à celle du terrain, donc non plane.

III.9 Stabilité numérique, convergence

La convergence des modèles numériques peut être globalement interprétée comme la capacité de ce modèle à produire une solution (un ensemble de solutions). Ce n'est pas parce qu'un modèle converge qu'il converge vers une solution correspondant à la solution réelle.

On connaît bien par exemple le cas des deux solutions, l'une négative, l'autre positive, d'une racine carrée.

Les instabilités numériques sont des processus qui peuvent conduire à l'arrêt brusque du calcul à cause de l'impossibilité de continuer un processus de résolution d'un système d'équations, par

exemple lors d'une opération de division par un nombre numériquement nul, à la précision du calcul près ("plantage" du calcul).

Mais plus grave encore, les instabilités numériques peuvent conduire à une solution erronée, qui peut sembler plausible : reprenons par exemple le cas des deux solutions, l'une négative, l'autre positive, d'une racine carrée. Comment discerner automatiquement la bonne solution des autres ? (On dit que le calcul est caractérisé par plusieurs "bassins d'attraction" numériques). Le processus numérique peut être incapable de discerner "la bonne solution", et converger vers celle qui est calculée la première dans l'ordre chronologique des calculs.

Le processus numérique peut être affiné pour converger vers la solution la plus proche de la réalité, moyennant quelques précautions que connaissent bien les modélisateurs expérimentés.

L'une des solutions, la plus connue, est le choix d'une précision de calcul assez fine pour conduire à la bonne convergence sans être trop sévère. En général, il faut mettre en oeuvre parallèlement plusieurs procédés pour garantir un calcul correct et pas trop coûteux en temps de calcul et de dépouillements.

Dans tous les calculs d'inondation débordante sur front initialement sec, les modèles numériques sont très sensibles aux variations de paramètres tels que (CIGB, 1998, p.164) :

- changements brusques de surface mouillée dans les profils en travers des modèles 1D, sur les éléments de modèles 2D.
- termes de pertes d'énergie locale (pertes de charges singulières par exemple)
- changements brusques de rugosité (pertes de charges linéaires)
- changements brusques de vitesse locale (nombre de Froude)
- interférence des composantes locales de l'écoulement avec d'autres composantes telles que les limites internes d'un modèle qui engloberait un autre modèle (un modèle 2D dans un modèle à casiers ou un modèle 1D) ou bien une limite aval où une grandeur hydraulique est imposée (la cote d'eau aval), ou bien les conditions initiales intermédiaires d'une simulation avec reprise des calculs après modification du maillage (crête de digue abaissée un peu trop rapidement).

Les solutions pour améliorer la convergence des calculs sont connues des simulateurs expérimentés :

- **affiner le maillage** dans les zones où des singularités géométriques ou hydrauliques sont à attendre (sections de calcul et planimétrie pour les modèles 1D, nombre de noeuds du modèle 2D, en prévoyant une transition progressive entre les zones affinées et les zones non affinées),
- **réduire le pas de temps** des itérations à des dates où des variations hydrauliques ou numériques sont suspectées,
- **affiner au mieux les conditions initiales**, y compris en cas de reprise intermédiaire des calculs.

III.10 Choix du modèle

Les modèles 1D s'adaptent à beaucoup de cas de rupture de barrage, et peuvent conduire à une précision d'aussi bonne qualité que les modèles 2D, dans le cas d'une topographie simple. C'est une conclusion que l'on peut généraliser si l'on est certain que l'écoulement suivra une seule ou peu de directions privilégiées. Si par exemple le terrain en aval de la digue est vallonné de deux ou trois talwegs, il est acceptable de placer une série de profils en travers dans chacun des talwegs et de construire un modèle 1D ramifié. Cependant, la mise en oeuvre de ce type de modèle est délicate et requiert un modélisateur confirmé.

III.11 Précision et fiabilité des résultats

La précision à attendre pour les résultats de modélisation de la propagation de l'onde de rupture d'une brèche n'est pas encore connue.

Les résultats des différents tests effectués sur le **cas de Malpasset** montrent que la vitesse de propagation de l'onde de rupture est erronée de manière sensible, quel que soit le modèle testé.

La cause de cette erreur n'a pas été identifiée (CADAM, 2000).

Ainsi, on peut conclure que les résultats fiables que l'on peut raisonnablement attendre d'un modèle de propagation en aval d'une brèche sont les suivants : (CETE méditerranée, 2005)

- les chemins préférentiels de l'écoulement
- l'étendue de la zone inondable
- l'organisation relative des temps d'arrivée de l'onde dans telle ou telle zone, des durées de submersion (route d'accès pour les secours, bâtiments sensibles,...)

- l'ordre de grandeur, et l'ordre de grandeur seulement, des vitesses locales de propagation et de la vitesse de propagation de l'onde, des temps d'arrivée aux points à enjeux les durées de submersion lorsque la décrue est lente (sinon, ces valeurs seront connues en ordre de grandeur seulement)

Dans les deux premiers cas, la précision des données topographiques a une plus grande influence sur la précision des résultats que le modèle lui-même (CETE Méditerranée, 2001).

III.12 Études de sensibilité

On peut classer les paramètres à étudier en priorité dans l'étude de sensibilité, par ordre de priorité décroissant, en supposant des valeurs fixes à l'instant de la crue en lit mineur :

- dimensions du lit mineur pour l'oued ou de la brèche pour le cas de rupture de barrage ;
- valeurs des rugosités et viscosités (viscosité dite "numérique") par zones homogènes ;
- durée de formation de la brèche ;
- taille du maillage : planimétrage et espacement des profils en travers (modèles 1D), nombre de noeuds du maillage 2D.

Quant au calcul du débit initial de rupture de barrage, la taille de la brèche est largement le paramètre dont l'influence est la plus importante, tandis que la forme de la brèche est jugée d'importance très minoritaire (CIGB, 1998).

III.13 Calcul de la propagation de l'onde de crue.

III.13.1 Modèle de Puls modifié

Le modèle de Puls modifié est basé sur une approximation en différence finies de l'équation de continuité et sur une représentation empirique de l'équation de quantité de mouvement (CHOW,1964 et HENDERSON,1966).

L'équation de continuité dans ce modèle est exprimée sous la forme :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \dots \dots \dots (III.1)$$

On considère que les apports latéraux sont insignifiants et on cherche à déterminer la variation du stock d'eau durant le même pas de temps. En ce qui concerne la relation liant le volume stocké au

débit sortant, on peut la déterminer par des observations sur des valeurs des débits et du volume d'eau stocké au cours du temps.

$$\overline{I}_{(t)} - \overline{O}_{(t)} = \frac{\Delta S_t}{\Delta t} \dots \dots \dots (III.2)$$

$\overline{I}_{(t)}$: est le débit entrant moyen au tronçon de calcul pendant une période de temps Δt .

$\overline{O}_{(t)}$: est le débit sortant moyen du tronçon de calcul pendant une période de temps Δt .

ΔS_t : la variation du volume stocké dans le tronçon pendant une période de temps Δt .

III.13.2 Le modèle de Muskingum

La méthode de Muskingum, qui est probablement la méthode la plus utilisée. Elle fut développée à l'origine par le corps des ingénieurs de l'U.S.Army (Corps of Engineers) et par McCarthy (1938) dans ses projets de contrôle des crues de la rivière Muskingum dans le bassin de l'Ohio en 1934-1935. En effet, c'est une méthode alternative aux hydrogrammes de calcul du mouvement de la crue à travers les différents biefs des cours d'eau dont elle est très bien documentées dans la littératures hydrologique (MCCARTHY, 1938; PONCE et YEVJEVICH, 1978; PONCE et THEURER, 1982; PERUMAL, 1992; PONCE et CHAGANTI, 1994; TANG et al., 1999; BIRKHEAD et JAMES, 2002; AL-HUMOUD et ESEN, 2006).la simplicité de cette méthodes a rendu son utilisation très attractive.

Cette méthode, dite à coefficients, s'inscrit dans les méthodes de calcul de la propagation des crues. Elle est caractérisée par des procédés qui approchent par de simples relations, les fonctions complexes qui existent entre le volume d'eau contenu dans une portion de canal et les facteurs hydrauliques tels que le débit d'entrée et de sortie, la hauteur d'eau et la pente.

La méthode de Muskingum est basée uniquement sur l'utilisation de l'équation de continuité; l'équation dynamique de Saint-Venant est entièrement négligée.

Le but de la première méthode est de reproduire la déformation de l'hydrogramme entre l'amont et l'aval d'un tronçon de rivière et la deuxième équation est généralement une équation de stockage qui lie le volume stocké aux débits à l'amont et à l'aval du tronçon. Les modèles de transfert d'onde les plus connus sont le modèle de translation simple et le modèle Muskingum.

III.13.2.1 Conception de base et formulation

La méthode Muskingum est basée sur les équations différentielles de stockage

$$I_{(t)} - O_{(t)} = \frac{dS}{dt} \dots \dots \dots (III.3)$$

Dans un canal idéal, le stockage est une fonction des débits entrants et débits sortants. Et dans un réservoir idéal dans lequel le stockage est uniquement une fonction d'écoulement. Dans la méthode de Muskingum, le stockage est une fonction linéaire des débits entrants et débits sortants:

$$S = kO \dots \dots \dots (III.4)$$

K est un coefficient dont la dimension est un temps qui traduit physiquement le temps de stockage dans le réservoir ou encore, représente le décalage entre le centre de gravité de l'hydrogramme d'entrée et celui de sortie.

L'équation (III.3) peut être écrite selon le modèle de Muskingum comme suit :

$$S = K [XI + (1 - X) O] \dots \dots \dots (III.5)$$

Où :

K : Temps de propagation d'onde entre deux sections ;

X : Représente le facteur adimensionnel d'atténuation de l'onde de crue et aussi un coefficient de pondération qui module l'influence de I(t) et O(t) dans l'équation de continuité.

Le coefficient X est déterminé par des essais successifs basés sur des observations de crues antérieures. Ce coefficient qui est un coefficient d'atténuation est choisi de façon à rendre l'onde de crue calculée à l'aide de l'équation (III.3) aussi proche que possible de l'onde réelle observée.

La formulation ultime de l'équation (III.5) est donnée par (CUNGE, 1969; WEINMANN et LAURENSEN, 1979) dans (GARY, 1991). Dans une situation réelle de calcul on suppose que l'hydrogramme amont est connue, jusqu'au temps supérieur à (n+1), et qu'on déduit l'hydrogramme aval. Il s'agit de trouver le débit sortant :

$$Q_{j+1}^{n+1} = C_1 Q_j^n + C_2 Q_j^{n+1} + C_3 Q_{j+1}^n \dots \dots \dots (III.6)$$

Dans lequel C₁, C₂ et C₃ sont des coefficients de propagation de crue définies à partir des termes Δt, K, et X comme suit:

Avec:

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{\frac{\Delta t}{K} + (1-X)} \dots\dots\dots (III.7)$$

$$C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{\frac{\Delta t}{K} + (1-X)} \dots\dots\dots(III.8)$$

$$C_3 = \frac{2(1-X) - \frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + (1-X)} \dots\dots\dots(III.9)$$

Où n est le pas de temps, j le pas d'espace, Q est le débit , Δt est l'intervalle de temps choisi.

Un hydrogramme de débits entrants donné est une condition initiale du débit, un intervalle de temps choisi Δt, et les paramètres de propagation de crue K et X supposés, les coefficients numériques peuvent être calculés avec les équations (III.7), (III.8) et (III.9) et l'hydrogramme des débits sortants à l'aide de l'équation (III.6).

K et X sont des paramètres de propagation de la crue et sont fonctions des débits et les caractéristiques du canal, K qui est interprété comme le temps de propagation de l'onde de crue entre l'amont et l'aval du bief du canal.

Le paramètre X explique la portion du stockage de l'propagation de crue. Pour une crue donnée, il y a une valeur de X pour lequel les débits sortants calculés valent ceux de l'hydrogramme des débits sortants mesuré. L'effet de stockage réduit le débit de pointe et allonge l'hydrogramme dans le temps. Le paramètre de l'propagation de crue K est fonction de la longueur du bief du canal et de la vitesse de l'onde de crue, le paramètre X est fonction du débit et les caractéristiques de canal qui causent l'écoulement par diffusion. Dans la méthode Muskingum, X est interprétée comme un facteur de pondération et sa valeur est compris entre 0.0 à 0.5, les valeurs de X supérieures à 0.5 produisent un amortissement de l'hydrogramme (c.-à-d.,une diffusion négative).

Avec $K = \Delta t$ et $X=0.5$, les conditions des débits entrants sont ceux de l'hydrogramme des débits sortants, ce dernier prend la même forme que l'hydrogramme des débits entrants, mais il est translaté vers l'aval à un temps égal à K (l'atténuation est nulle et l'hydrogramme est seulement transporté entre deux stations). Pour $X=0$, la propagation de crue de la méthode de Muskingum se réduit à une propagation de crue de réservoir linéaire, donc l'atténuation est maximale.

Dans l'équation originale de Muskingum la valeur du coefficient de stockage K et le paramètre X de la portion du stockage de l'propagation de crue sont déterminés par tâtonnement ou par calage avec l'hydrogramme observé (MILLER et CUNGE, 1975) dans (GARY,1991)

Dans l'approche de Muskingum- Cunge les coefficients K and X sont exprimés dans les termes de l'écoulement, les paramètres du canal et la grille des différences finies (CUNGE, 1969, KOUSSIS, 1978; PONCE et THEURER, 1982; WEINMANN et LAWRENCE ,1979) dans (GARY,1991) :

$$K = \frac{\Delta X}{c} \quad \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{q}{S_0 c \Delta X} \right) \quad \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

Avec ΔX est l'incrément de l'espace de la grille des différences finies, c est la célérité représentative de l'onde de crue, q est le débit unitaire représentatif d'une unité largeur, et S_0 est la pente du fond du canal.

Le débit et la célérité sont généralement différents en plusieurs points le long de l'onde de crue. Pour tenir compte cette nonlinéarité, KOUSSIS (1976), WEINMANN et LAWRENCE (1980), PONCE et YEVJEVICH(1978) ont présenté un concept des coefficients variables. Ils redéfinissent les coefficients K et X pour chaque grille de calcul comme une fonction de mise à jour des valeurs de débit unitaire et de la célérité de l'onde de crue. Il sont donnés à chaque point de la grille (j,n) comme suit :

$$c = \frac{dQ}{dA} \quad \dots\dots\dots(\text{III.12})$$

$$q = \frac{Q}{B} \quad \dots\dots\dots(\text{III.13})$$

Q ;le débit total, A ; la surface mouillée et B ; la largeur mouillée.

La célérité est dérivée de l'équation de continuité selon le principe de Kleitz-Seddon (CHOW, 1959) dans (GARY, 1991). La relation entre le débit et la surface mouillée de l'écoulement (III.13) est basé sur la formule de Manning pour les écoulements uniformes dont la pente de la ligne d'énergie est égale à celle du fond du canal.

III.14 Modèle de l'Onde cinématique

Trois types d'ondes des écoulements non permanents à surface libre sont utilisés couramment dans l'étude hydrologique: cinématique, diffusion et dynamique. Les ondes cinématiques sont le type le plus simple des ondes et les ondes dynamiques sont les plus complexes. La diffusion se situe quelque part entre cinématique et ondes dynamiques.

L'équation de continuité reste valable:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots(III.1)$$

L'équation dynamique se simplifie comme suit :

$$S_f = S_{f0} \dots\dots\dots(III.14)$$

Cela implique que dans l'équation dynamique les termes d'inertie et le terme dû à la variation de la profondeur d'eau sont négligeables.

L'équation (III.14) peut être écrite en utilisant la formule de Manning ou Chézy.

$$\text{Manning : } Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S_f} \dots\dots\dots(III.15)$$

$$\text{Chézy : } Q = ACR^{1/2} \sqrt{S_f} \dots\dots\dots(III.16)$$

Dans les deux formules on constate que le débit est fonction de la surface mouillée, comme on peut exprimer la surface mouillée en fonction du débit.

Substituant l'expression du rayon hydraulique dans l'équation de Manning on obtient :

$$Q = \frac{1}{n} \frac{S_f^{1/2}}{P^{2/3}} A^{5/3} \dots\dots\dots(III.17)$$

Si on suppose un canal suffisamment large dans lequel P peut être supposée indépendante de A, les paramètres n, S_f, et P sont des constantes. Donc cette équation peut être simplifiée davantage et devient :

$$Q = \alpha A^\beta \dots\dots\dots(III.18)$$

Dans lequel α et β sont des paramètres de la courbe de tarage, qui sont définis comme suit:

$$\alpha = \frac{1}{n} \frac{S_f^{1/2}}{P^{2/3}} \dots\dots\dots(III.19)$$

$$\beta = 5/3$$

Si on dérive Q par rapport à A on obtient l'équation de l'onde cinématique:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left(\frac{\partial Q}{\partial A} \right) \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(III.20)$$

Ou bien :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + (\beta V) \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(III.21)$$

Cette équation est discrétisée selon l'approche des différences finies afin de trouver des les solutions.

Les informations nécessaires à ce modèle sont :

- Le type de la section du cours d'eau : trapézoïdale, rectangulaire ou circulaire ;
- Les dimensions principales : la base de la section du canal, le diamètre ;
- Pentes des berges
- La longueur du bief ;
- La pente de ligne d'énergie ;
- Coefficient de la rugosité de Manning.

III.15 Modèle Muskingum-Cunge

Le modèle de Muskingum-Cunge est basé sur l'équation de continuité incluant un débit latéral :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_L \dots \dots \dots (III.22)$$

et sur la forme diffusives de l'équation de quantité de mouvement :

$$S_f = S_0 - \frac{\partial h}{\partial x} \dots \dots \dots (III.23)$$

Par combinaison et utilisation d'un linéaire approximation, on obtient l'équation de diffusion convective (MILLER et CUNGE,1975) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + c q_L \dots \dots \dots (III.24)$$

Où est la célérité de l'onde, μ est la diffusivité hydraulique qui sont exprimées ainsi :

$$c = \frac{dQ}{dA} \dots \dots \dots (III.25)$$

$$\mu = \frac{Q}{2BS_0} \dots \dots \dots (III.26)$$

B est la largeur mouillée.

En utilisant la méthode des différences finies aux dérivées partielles on obtient l'équation suivante :

$$Q_t = C_1 I_{t-1} + C_2 I_t + C_3 O_{t-1} + C_4 (q_L \Delta x) \dots \dots \dots (III.27)$$

Avec

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1-X)} \dots \dots \dots (III.28)$$

$$C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)} \dots\dots\dots(III.29)$$

$$C_3 = \frac{2(1 - X) - \frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)} \dots\dots\dots(III.30)$$

$$C_4 = \frac{2\left(\frac{\Delta t}{K}\right)}{\frac{\Delta t}{K} + 2(1 - X)}$$

Les paramètres K et X sont exprimés comme suit (CUNGE,1969 ;PONCE,1978) :

$$K = \frac{\Delta X}{c}$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{q}{S_0 c \Delta X} \right)$$

III.16 Applicabilité et limitation des modèles

La majorité des modèles sont basés sur la résolution de l'équation de continuité et l'équation dynamique. Néanmoins, pour arriver à une solution il faut simplifier certains termes de ces équations. Pour choisir un modèle de calcul il faut considérer les hypothèses de base de la méthode utilisée.

Parmi tous les modèles cités ci-dessus, aucun modèle ne peut simuler correctement l'écoulement dans les cours d'eau si la condition au limite avale a un impact signifiant sur l'écoulement en amont. Le calcul se fait de l'amont vers l'aval du cours d'eau dont la condition au limite en aval est inconnue lorsque le calcul commence. Dans le cas contraire un autre modèle complémentaire doit être intégré.

Si l'écoulement de la crue dépasse la capacité de transit du cours d'eau, la crue se propage sur les berges du cours d'eau et selon les caractéristiques de ces dernières l'écoulement peut être rapidement atténué et par conséquent la formation des étangs. Cet aspect peut être très signifiant dans les termes de la translation et l'atténuation de l'onde de crue.

Pour analyser la transition de l'écoulement à partir du cours d'eau principal vers les rives, le modèle doit tenir compte la variation de la débitance entre le cours d'eau principal et les berges. Pour un modèle monodimensionnel, ce débordement est pris en charge par le calcul des propriétés hydrauliques du cours d'eau principal et les rives séparément et par la suite, on les combine pour formuler un ensemble composite des relations hydrauliques. Cela n'est pas intégré dans le modèle de l'onde cinétique et celui de Muskingum. Les paramètres de Muskingum sont considérés constants. Néanmoins, comme l'eau déborde le cours d'eau principal, la variation de la vitesse peut être très significative. Quand le modèle de Muskingum peut être calé pour estimer le débit de pointe et le temps d'arrivée d'une onde de crue spécifique, les paramètres ne seront pas faciles à utiliser pour d'autres crues où l'eau reste dans le cours d'eau principale ou se déborde. Idem pour le modèle de l'onde cinématique qui considère que la célérité est constante, fausse hypothèse, sachant que l'écoulement déborde vers les berges.

Chapitre IV

CONCEPT HYDRODYNAMIQUE DE L'ÉCOULEMENT ET DU TRANSPORT SOLIDE DUS AUX CRUES EXTREMES

IV.1 Introduction

Les écoulements des crues extrêmes naturelles générées par des précipitations extrêmes ou de rupture de barrage soient elles sont régis par les lois de l'hydrodynamique d'une manière globale à savoir la conservation de la masse et de la quantité de mouvement qui sont les équations fondamentales de la mécanique des fluides.

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

IV.2 Concept hydrodynamique de l'écoulement

Classiquement dans les cours d'eau naturel, nous nous attachons à la détermination des valeurs moyennes des grandeurs physiques et d'autres caractéristiques de l'écoulement. C'est par le biais des lois dites de conservation que nous pouvons mettre en équation ces différents paramètres.

IV.2.1 Lois de conservation

La conservation est la base de toute analyse scientifique. En physique on parle souvent de la conservation d'énergie et en chimie on parle de la conservation de la charge électrique. L'hydraulique fait partie de la physique, elle obéit aussi aux lois de conservation sans lesquelles aucun traitement des problèmes d'écoulement n'est possible.

IV.2.1.1 Equation de continuité liquide

Cette équation exprime le principe de conservation de la masse « rien ne se perd rien ne se crée tout se transforme » Lavoisier. Elle est une des équations fondamentales de la mécanique des fluides.

La variation de la masse fluide contenue dans un volume donné pendant un certain temps dt , doit être égale à la somme des masses fluides qu'y entrent, diminuées de celles qui en sortent.

La variation de volume entre ces deux sections pendant le temps dt est égale à la différence entre le volume entrant par la première section et le volume sortant par la deuxième section, distante de dx . La figure II.1 schématise un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond fixe.

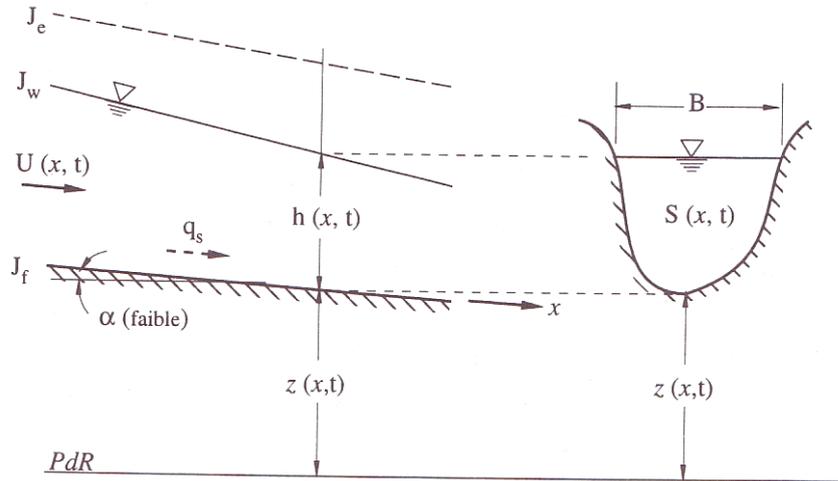


Figure N°IV.1 Schéma d'un écoulement non permanent et non uniforme sur une pente à fond fixe

$$Qdt - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx\right)dt = -\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right)dxdt \dots \dots \dots (IV.1)$$

Q : Débit liquide volumique.

Cette variation n'est qu'une modification de la surface libre $\frac{\partial h}{\partial t}$ entre les deux sections, pendant le

temps dt . Elle correspond à : $(Bdx)\frac{\partial h}{\partial t} dt$

Où $B(h)$ est la largeur à la surface libre et $h(x, t)$ la profondeur de l'écoulement;

$$\text{Alors : } -\frac{\partial Q}{\partial x} dx \cdot dt = ds \cdot dx = B(h) \cdot dh \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dt$$

$$\Rightarrow \frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

$$\Rightarrow \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(Bh)}{\partial t} = 0$$

$$\text{D'où :} \quad \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (IV.2)$$

Pour une section donnée $Q = U.S$.

$$\text{L'équation (IV.2) devient :} \quad \frac{\partial(U.S)}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = S \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + U \cdot \frac{\partial S}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (IV.3)$$

L'équation (IV.3) représente la continuité pour un fluide incompressible dans un canal non prismatique.

IV.2.1.2 Conservation de la quantité de mouvement

Partant de l'équation de l'énergie, qui traduit la conservation de l'énergie mécanique le long d'une ligne de courant, et qui doit être généralisée pour un fluide passant par une surface limitée (Figure N° IV.2).

Elle s'écrit en hauteur de liquide pour un fluide incompressible dans un écoulement presque rectiligne par rapport à un plan de référence (PdR) :

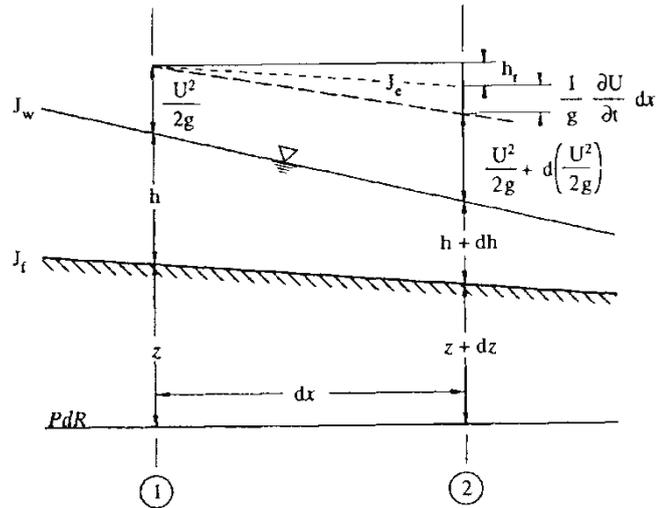


Figure N° IV.2 Schéma pour l'équation de l'énergie entre deux sections

$$\frac{U^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + Z = \frac{P_t}{\gamma} = Cste \dots\dots\dots (IV.4)$$

Où :

$\frac{U^2}{2g}$: Hauteur due à la vitesse ;

$\frac{p}{\gamma}$: Hauteur due à la pression ;

Z : Côte de l'élément considéré ;

$\frac{P_t}{\gamma}$: Hauteur totale ou bien charge total (énergie mécanique) ;

$\frac{p}{\gamma} + Z = \frac{P^*}{\gamma}$: Hauteur piézométrique.

Pour un écoulement à surface libre non permanent et non uniforme d'un liquide réel, en introduisant des hypothèses qui nous permettent d'établir le modèle de Saint venant, il faut que :

- La hauteur piézométrique $\frac{P^*}{\gamma}$ est supposée constante à travers la normale au fond du canal ;

c'est une répartition hydrostatique de la pression.

- La pente du cours d'eau est définie comme suit (figure N° IV.2).

$$J_f = tg\alpha = -\frac{dz}{dx} = \sin \alpha \quad (\alpha < 5^\circ \text{ ou } J_f < 0,1)$$

- l'écoulement est considéré unidimensionnel rectiligne.

La différence de charge totale entre deux sections distante de dx (figure N° IV.2) est donnée par la relation (II.5) :

$$\alpha_e \frac{U^2}{2g} + h + Z = \left[\alpha_e \frac{U^2}{2g} + d\left(\alpha_e \frac{U^2}{2g} \right) \right] + [h + dh] + [Z + dZ] + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx + \frac{1}{g} \frac{\tau}{\rho} \frac{dP_m}{ds} dx \dots \dots \dots \text{(IV.5)}$$

Avec :

$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx$: Terme de l'énergie due à l'accélération dans la direction X ;

$\frac{1}{g} \frac{\tau}{\rho} \frac{dP_m}{ds} = h_r$: Terme représentant la perte de charge due au frottement ;

τ : Tension tangentielle due au frottement sur l'élément considéré, elle est donnée par :

$$\tau = \rho g R J_e$$

P_m : Périmètre mouillé de l'élément de surface ds .

α_e : Coefficient de correction de l'énergie due à la répartition non uniforme de la vitesse dans la section.

Dans la nature, les écoulements sont souvent turbulents, une approximation de $\alpha_e = 1$ se justifie (Graf et al, 1993).

Alors, l'équation de l'énergie (IV.5) se réécrit comme suit :

$$d\left(\frac{U^2}{2g} + h + Z \right) = -h_r - \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx \dots \dots \dots \text{(IV.6)}$$

En divisant les membres de cette équation par dx et avec l'utilisation des dérivées partielles nous obtenons l'équation (IV.7) :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e \dots\dots\dots (IV.7)$$

Cette équation (7) est l'expression finale de l'équation dynamique exprimant la conservation de la quantité de mouvement pour un écoulement non permanent et non uniforme à ciel ouvert. Le regroupement de cette équation avec celle de continuité donne les équations de Saint-Venant monodimensionnelles.

IV.3 Transport des sédiments

IV.3.1 Définition et différenciation des types de transport des sédiments

Le transport n'est possible que si la contrainte d'entraînement dépasse une valeur seuil. Il se débute par le charriage dont la vitesse propre des particules reste faible. Si cette dernière augmente par suite de la turbulence, les particules atteignent une partie supérieure de la veine liquide et sont soumis à un autre type de transport ; c'est la suspension qui concerne en générale les particules fines maintenues suspendu au dessus du fond.

Les régions de la veine liquide où se produit ces différents types de transport sont difficiles à caractériser. Une particule en charriage avancé (Saltation) peut éventuellement atteindre des régions intermédiaires de la veine liquide où elle sera soumise aux mêmes actions que les particules en suspension. Il existe des exemples où des blocs de quelques kilogrammes ont été transportés dans la partie supérieure de la veine liquide comme des matériaux en suspension (Bavard et al, 2001).

Le flou dans la classification des types de transport conduit à la mise en place de quelques critères caractérisant chaque mode de transport, fondé sur des principes différents. Ils apportent un grand intérêt à la classification.

Il existe deux critères usuels (Gomer, 1994) pour différencier les types de transport dans les cours d'eau ; le premier, se rapportant au mécanisme dominant et le deuxième se rapportant à la distribution verticale des sédiments.

IV.3.1.1 Critère du mécanisme de transport

Ce critère distingue le charriage, qui désigne tous les matériaux solides déplaçant par traction, roulement ou saltation et le transport en suspension désignant tous les matériaux maintenus en équilibre grâce aux forces verticales (poids propre de la particule, poussée d'Archimède sur la particule, composante verticale de la turbulence). Des définitions plus explicites sont données dans le paragraphe qui suit.

a. Transport par charriage q_{sb} (*Bed load*)

Pour ce mode, les particules restent en contact étroit avec le fond; elles se déplacent en glissant, roulant ou en sautant (brièvement); ce mode de transport concerne les particules relativement grandes.

b. Transport en suspension q_{ss} (*Suspended load*)

Il concerne, les éléments fins du transport solide qui sont maintenus en suspension par l'effet de la turbulence en premier degré.

Les particules restent occasionnellement en contact avec le fond ; elles se déplacent par saut long et restent entourées d'eau. La quantité des matériaux en suspension dans un mélange dépend essentiellement de la source fournisseur ; en l'occurrence le bassin versant, par sa nature géologique.

IV.3.1.2 Critère du rapport avec le fond

La répartition verticale des sédiments dans un cours d'eau fait distinction les matériaux qui se déplacent près du lit, par charriage ou en suspension (transport du fond) et les matériaux fins absent ou rares au fond et transportés toujours en suspension au dessus du fond, qu'on appellera Suspension intrinsèque (*Wash load*). Cette différenciation est utilisée par les anglo-saxons.

D'après DWVK (Deutscher Verband für Wasser wirtschaft und Kulturban) ,1988), ce type concerne les particules dont $d < 0,06$ mm (Gomer, 1994). Une très bonne définition lui est attribué par Graf et al (1996) ; ces particules ne sont jamais en contact avec le fond ; elles se déplacent en étant emportées par l'écoulement ; ceci concerne les particules relativement très fines.

Graf fait remarquer que le concept de transport total est trompeur et a mené beaucoup de malentendus. Il propose de se limiter au transport du fond à l'exclusion de la suspension fine (intrinsèque).

IV.3.1.3 Critère hydrodynamique

Un autre critère très utile est donné par Graf et al. (1996), liant les frottements et la sédimentation par la vitesse pour déterminer le domaine de chaque type de transport.

$$U_* / V_{ss} > 0,1 \quad \text{Commencement du transport par charriage ;}$$

$$U_* / V_{ss} > 0,4 \quad \text{Commencement du transport en suspension.}$$

$$U_* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$$

τ_0 : Tension des forces de frottement.

Le nombre de Rouse peut être un bon indicateur du type de transport, il est égal au rapport des forces de gravitation sur les forces de turbulence.

$$n^* = V_{ss} / 0,4U_* \dots\dots\dots (IV.8)$$

Avec :

V_{ss} : Vitesse de chute des particules.

U_* : Vitesse de frottement de l'écoulement

$$n^* < 0.1 \quad \text{Suspension fine}$$

$$0,1 < n^* < 4 \quad \text{Transport total du fond}$$

$$n^* > 4 \quad \text{Charriage}$$

La figure N° IV.3 donne une classification détaillée des différents types de transport dans un cours d'eau.

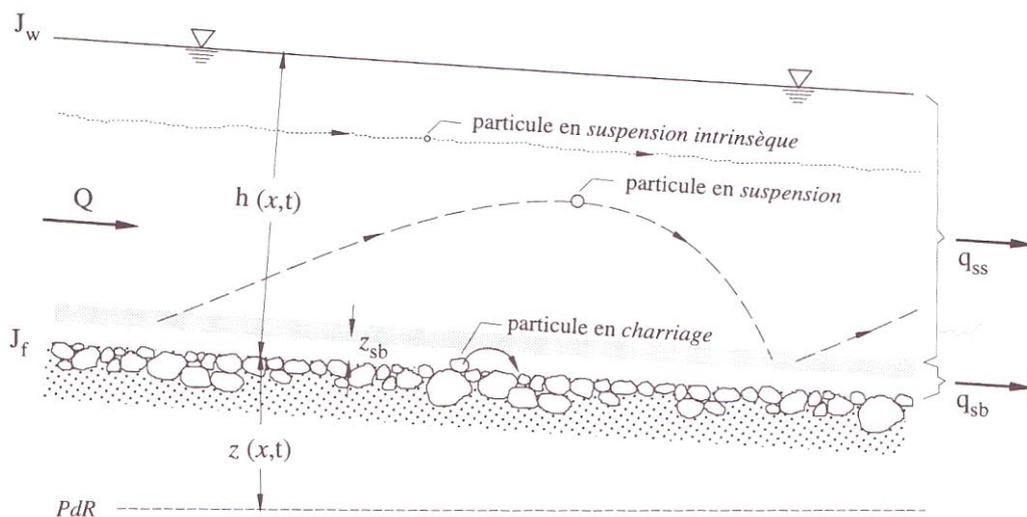


Figure N° IV.3 Schéma des modes de transport (GRAF, 1999)

IV.3.2 Mise en Mouvement des sédiments contenus dans la retenue

Lors de la vidange rapide de la retenue sous l'effet d'une rupture, les eaux de sa couche supérieure convergent vers la brèche. Les vitesses d'écoulement augmentent tandis que la profondeur diminue et que le plan d'eau quitte sa position horizontale. Les écoulements engendrent alors, sur les couches de fond, plusieurs phénomènes dont deux sont importants pour la remise en mouvement des solides contaminés, soit une augmentation des contraintes de cisaillement et une diminution rapide de la pression des eaux (MARCHE, 2004). Ces matériaux vont rouler sur le fond, effectuant éventuellement des déplacements dans les parties basses de la veine liquide. En hydraulique, ce phénomène gouverne aussi le transport sédimentaire en rivière.

Quant au deuxième phénomène, la diminution rapide de la pression des eaux, dit de fluidisation en hydraulique, s'apparente à la suffusion en mécanique des sols. Avant la rupture, la masse liquide contenue dans la retenue impose à la surface de la phase partiellement consolidée au fond une pression hydrostatique simple. Cette pression agit sur le milieu solide comme une pression interstitielle constante. Lors de la vidange, la diminution rapide de la pression hydrostatique au-dessus du fond sédimentaire provoque un déséquilibre. Le sol réagit en cherchant à diminuer sa pression interstitielle; on observe un gradient hydraulique vers le haut dans les couches de fond. Lorsque la vidange est rapide et si la consolidation des dépôts est avancée, on peut alors assister à un genre d'explosion et de soulèvement de la couche de fond sous l'effet des gradients trop élevés de cette pression interstitielle (FODA M et al.,1997). La remise en mouvement des sédiments se trouve alors facilitée.

IV.3.2.1 Processus de la mise en mouvement des sédiments

La première étape des calculs nécessaires consiste à déterminer les contraintes de cisaillement exercées en tout temps et en tout point de la retenue par les écoulements de vidange dus à la rupture. Il faut faire une simulation des écoulements de rupture internes à la retenue. Dans ce cas, les écoulements se font essentiellement dans des plans horizontaux et les contraintes de cisaillement sont telles aussi horizontales (MARCHE, 2004).

On constate donc que lors de la rupture, les contraintes de cisaillement locales sur le fond vont évoluer continuellement en fonction des variations de niveaux et de vitesses. il est difficile de prédire sans calcul quand le maximum de ces contraintes sera atteint puisque les vitesses et les

profondeurs présentent des évolutions divergentes. La convergence des écoulements associée à la l'accroissement de pente de la surface des eaux engendre une concentration des contraintes de cisaillement au fond (figure N° IV.4)

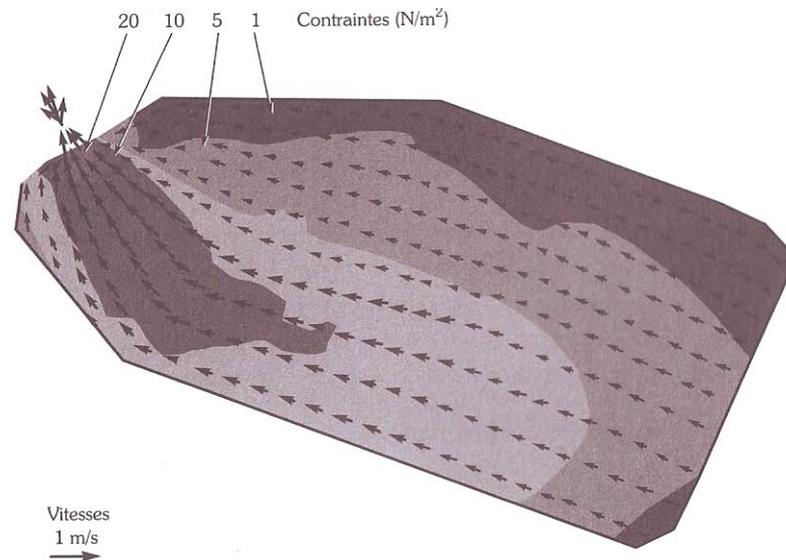


Figure N° IV.4. Champ des contraintes maximales prédites pour la brèche de 11 m Formée en 30 minutes (MARCHE, 2004).

Les sollicitations au fond étant estimées à chaque instant, il reste à calculer leur effet potentiel sur les boues en phase de consolidation. Les connaissances de base du transport solide indiquent que la contrainte de cisaillement exercée par un écoulement sur un fond mobile ne met en mouvement ce fond que si elle dépasse une valeur seuil τ_{cr} , appelée contrainte critique d'arrachement ou de remise en suspension. On connaît assez bien ce seuil pour les matériaux granulaires constituant certains dépôts en rivière. Variable selon l'état de turbulence des écoulements autour des grains, on le calcul d'après la granulométrie du dépôt à l'aide de lois simples (JULIEN, 1995). Cependant, la composition particulière, la cohésion et l'état de consolidation des boues décantées compliquent le choix de cette valeur seuil et oblige à recourir à des essais in situ ou en laboratoire. Les résultats de certains de ces essais, publiés, ont donné lieu à la proposition de lois très utiles (MIGNIOT, 1993). On peut s'en servir comme meilleure approximation dans le cas des retenues envasées puisque les essais particuliers aux matériaux constituant les dépôts sont encore très rares.

Les lois et commentaires de MIGNIOT permettent de formuler quelques hypothèses concernant ces seuils de remise en mouvement. Selon leur âge et leur état de consolidation, les boues seront lâches avec une contrainte seuil $0,05 \text{ N/m}^2$, ou dense avec une contrainte seuil de 5 N/m^2 . La consolidation atteinte au bout de trois ans, par exemple, porterait le seuil à 3 N/m^2 et à plus de 7 N/m^2 après 10 ans. Les données montrent également que ce seuil varie avec la porosité du dépôt et avec la profondeur d'échantillonnage. Il s'agit là d'ordre de grandeur raisonnable mais qui induisent dans les calculs un certain degré d'incertitude.

A partir de ces valeurs seuil, il est possible de procéder à l'évaluation locale du débit des solides remis en mouvement. Les formules de transport solide ont, pour la plupart et quel que soit le mode de transport invoqué (charriage ou suspension), une forme générique, donnant le débit solide par unité de surface cisailée.

En tout point du domaine, le débit unitaire (exprimé en gramme par mètre carré et par seconde) constitue une source sédimentaire dans l'écoulement. On résout le bilan de conservation des quantités solides en supposant que les boues ré-entraînées ne se déposent pas dans le domaine de calcul. Il en résulte une détermination possible de l'hydrogramme des solides $Q_s(t)$ à la brèche.

IV.3.2.2 Rupture progressive d'une digue par surverse

Nous nous intéressons ici à une situation particulière d'érosion, qui survient lors de crues, sur des ouvrages en terre tels que des barrages ou digues. Il est important de préciser que l'on ne s'intéresse qu'à des ouvrages en terre, dont la rupture éventuelle est qualifiée de progressive, à opposer aux ouvrages en béton dont la rupture est instantanée (CIGB, 1998).

Après une première partie consacrée aux phénomènes physiques impliqués dans cette situation, nous donnerons les différentes modélisations existantes quant à leur description, et leurs résultats.

IV.3.2.2.1 Erosion des ouvrages en terre

La surverse d'une digue ou d'un barrage en terre se produit lors d'une crue, lorsque la hauteur d'eau en amont de l'ouvrage devient supérieure à la hauteur de crête. La lame d'eau excédentaire s'écoule alors sur le parement aval de l'ouvrage provoquant l'érosion de celui-ci. Si les conditions hydrauliques le permettent, il se forme une brèche qui peut amener à la rupture complète de la retenue.

De façon idéalisée, on distingue, suivant la nature, cohésive ou non cohésive, du matériau composant l'ouvrage, deux types de phénomènes d'érosion amenant à la formation d'une brèche.

a. Matériaux non cohésifs

VISSER (1994) dans (YORO, 1999) décrit les phases de développement d'une brèche dans une digue de sable soumise à une surverse. Il distingue 5 phases.

Le développement de la brèche allant de la crête de la digue au bas de la pente aval:

1. l'érosion est verticale et se limite à la pente aval. L'angle β de la pente de la brèche varie de : β_0 à β_c (angle critique) ;
2. la brèche progresse vers l'amont en conservant un angle de pente β_c . L'érosion gagne la crête de la digue avec une largeur de brèche qui diminue d'aval en amont. La pente latérale de la brèche prend une valeur \emptyset ;
3. la largeur de crête augmente par affaissement du sommet de la digue dans la brèche et elle devient constante sur toute la largeur de crête. La pente latérale de la brèche reste égale à \emptyset sur tout le long de la brèche ;
4. après le creusement de la digue dans toute sa largeur, l'érosion se poursuit verticalement et horizontalement, la brèche s'élargit ;
5. la brèche continue à se développer jusqu'à ce que l'écoulement devienne trop faible.

L'angle β_0 est défini comme l'inclinaison de la pente aval par rapport à l'horizontale. L'angle β_c est l'angle maximum que peut atteindre la pente tout en restant stable sous l'écoulement. L'inclinaison des pentes latérales de la brèche est appelée \emptyset .

A la suite de ses expériences, Visser associe aux variations de l'angle β une érosion de type transport sédimentaire, et à l'angle \emptyset une érosion due à des glissements de pente.

Il apparaît que le développement d'une brèche dans un ouvrage homogène non cohésif est lié à deux types d'érosion. Dans un premier temps, il se produit une érosion verticale, « assimilable » à du transport sédimentaire. Cette érosion se poursuit jusqu'au substratum. Ensuite, l'érosion verticale est suivie ou accompagnée d'une érosion latérale, conduite par des glissements de pente, provenant de l'instabilité des bords de la brèche.

b. Matériaux cohésifs

RALSTON dans (WAHL, 1998) souligne que la nature cohésive du milieu n'autorise pas une érosion uniforme le long de la pente de l'ouvrage. L'érosion s'initie en un point de l'ouvrage,

puis se développe à partir de celui-ci. Les discontinuités sont des lieux privilégiés d'érosion car elles perturbent l'écoulement et le rendent turbulent.

En milieu cohésif, la brèche est issue d'une érosion par Headcut (érosion de blocs). Il se forme initialement un premier headcut dans la moitié inférieure de la pente aval. Ce headcut progresse alors vers la crête de l'ouvrage (STEIN et JULIEN, 1993) dans (WAHL, 1998). Cette progression peut se faire suivant deux modes différents :

- la partie amont de l'headcut subit un glissement (headcut) rotationnel, qui va tendre à aplatir l'ouvrage pendant que ses matériaux sont emmenés par l'eau ;
- l'érosion remonte jusqu'à la crête par palier. Cette érosion en marche d'escalier est due à la construction par couches compactées successives du barrage ou de la digue.

Ainsi, la progression de l'headcut est une combinaison de :

- l'instabilité de la face verticale, sous l'action combinée de l'écoulement, et des forces de pesanteur ;
- des fissures qui se forment parallèlement à la face verticale et des poussées hydrauliques dans ces fissures ;
- de l'érosion du pied de la face verticale.

RALSTON explique l'érosion en pied du headcut par l'impact du jet provoqué par le décollement de la lame d'eau. Cet impact crée d'une part des turbulences dans l'eau et induit d'autre part des contraintes dans la partie horizontale du sol. La combinaison de ces effets augmente l'érosion au pied. Comme la hauteur de chute de la lame d'eau grandit avec l'érosion, les effets du jet s'accroissent.

Bien que ces deux descriptions soient des schématisations simplifiées de la réalité, elles permettent de comprendre les aspects fondamentaux du problème.

Ainsi la rupture progressive d'un ouvrage en terre est la conséquence de trois phénomènes principaux :

- le premier est l'érosion locale provoquée par l'écoulement d'eau, qui exerce un frottement sur le sol, et qui se charge progressivement de particules solides ;

- le second est le glissement de massifs de sol devenus instables (glissement de pente), lorsque l'érosion a conduit à des pentes trop importantes ;
- le troisième est l'infiltration d'eau dans le corps de l'ouvrage, qui diminue la résistance de celui-ci, et le fragilise.

IV.4 Concept hydrodynamique du transport des sédiments

IV.4.1 Equation de continuité solide

Comme pour la phase liquide cette équation traduit la conservation de la masse, mais cette fois le volume de contrôle a un caractère solide et une structure poreuse dont le vide résultant est remplie d'eau.

Le volume des vides dans un volume de contrôle considéré, divisé par ce dernier, donne la porosité. L'importance de ce paramètre se voit dans la détermination du volume de la vase lors du dragage des retenues. Pour établir l'équation de continuité solide, il faut se baser sur le schéma présenté à la figure N°5.

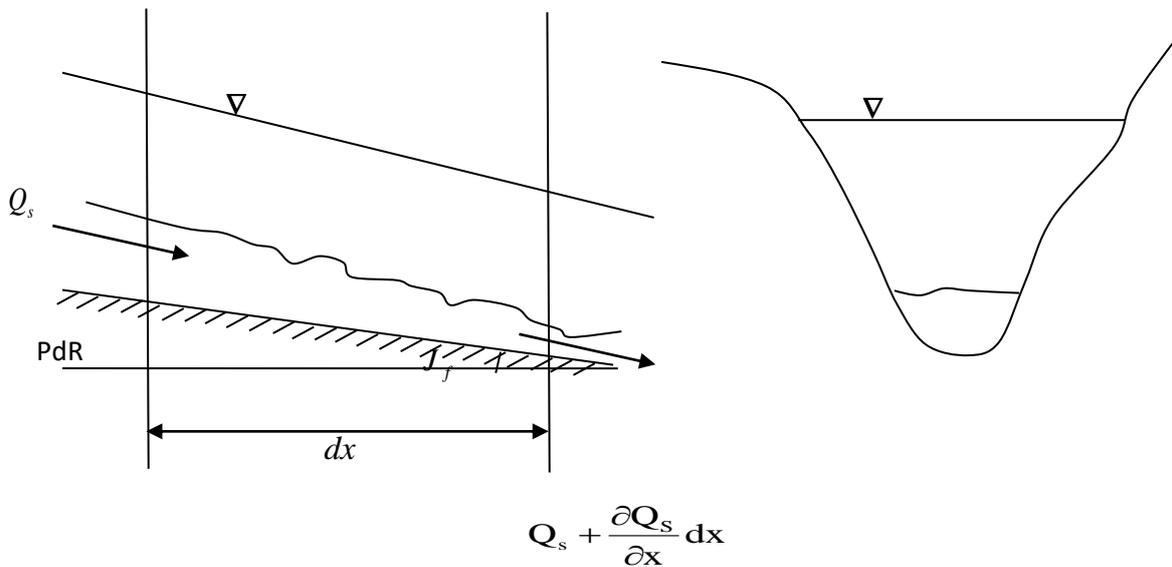


Figure N° IV.5 Volume de contrôle pour l'équation de continuité solide

Le volume de l'échantillon considéré est : $V = B.dx.\frac{\partial Z}{\partial t}.dt$ (IV.9)

Le volume solide réel : $V_{s,ré} = V - V_p$ (IV.10)

Avec : V_p volume des pores.

De la définition de la porosité, nous pouvons tirer les relations suivantes :

$$P = \frac{V_p}{V} < 1 \Rightarrow V_p = V.P \Rightarrow V_{s,ré} = V - P.V$$

Alors : $V_{s,ré} = (1 - P).V$ (IV.11)

Appliquons maintenant le principe de la conservation pour la partie solide seulement, nous aurons :

Le volume du solide entrant par la première section est donné par:

$$V_{s,ent} = Q_s .dt$$
 (IV.12)

Le volume du solide sortant par la deuxième section dans le même temps dt est donné par:

$$V_{s,sor} = \left(Q_s + \frac{\partial Q_s}{\partial x} .dx \right) .dt$$
(IV.13)

La variation du volume de solide entre les deux sections de contrôles dans le temps dt est égale à :

$$\Delta V_S = V_{s,ent} - V_{s,sor} = - \frac{\partial Q_s}{\partial x} .dx .dt$$

Cette variation est contenue dans le volume de contrôle considéré, ce qui donne :

$$- \frac{\partial Q_s}{\partial x} .dx .dt = (1 - P).B.dx. \frac{\partial Z}{\partial t} .dt \Rightarrow \frac{\partial q_s}{\partial x} + (1 - P). \frac{\partial Z}{\partial t} = 0$$
 (IV.14)

Avec : $q_s = \frac{Q_s}{B}$

Enfin, nous obtenons, $\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1 - P)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0$ (IV.15)

Cette équation (II.15) est la forme finale de l'équation de continuité solide, elle lie la côte du fond et le débit solide à chaque pas de temps et de l'espace.

L'adjonction de l'équation de continuité solide au système de Saint-venant forme le système Saint-venant-Exner gouvernant les deux phases d'écoulement (liquide+solide).

IV.4.2 Lois de frottement

Dès qu'un liquide commence à s'écouler les forces de frottement s'exerçant sur les particules solides du lit ainsi que les particules du mélange Eau- Sédiment, causent une perte de charge. La nature turbulente des écoulements dans les cours d'eau naturels cause aussi une perte d'énergie.

En réalité, l'entraînement des particules du lit peut débuter dans certaines régions tandis que d'autres peuvent rester immobile selon les conditions hydrauliques qui se présentent.

Le début de cet entraînement caractérisé fréquemment par un seuil d'entraînement ou un seuil d'érosion

IV.4.2.1 Vitesse critique

Plusieurs tentatives de détermination de la vitesse d'entraînement n'ont pas réussi de présenter une formule universelle.

Commençons avec Brahm (1753) qui a relié la vitesse critique du fond au poids de la particule par la relation :

$$(U_b)_{cr} = K.W^{1/6} \dots\dots\dots (IV.16)$$

W : poids de la particule ;

K : constante.

D'autres formules compliquées sont mises au point, elles réunissent plusieurs types de forces entre elles et l'angle de cohésion ; malheureusement, elles ne sont pas pratiques.

Hjulström (1935) a proposé d'utiliser la vitesse moyenne de l'écoulement qui excède de 40% celle du fond lorsque la hauteur de l'écoulement dépasse 1m (Graf, 1971). Il a présenté un abaque fixant la limite d'érosion et celle de sédimentation pour un granulat monodispersé et une vitesse d'écoulement donné. Cet abaque s'adapte bien au calcul des canaux d'irrigation qui présente une granulométrie généralement uniforme.

IV.4.2.2 Tension critique

Il y a érosion des parois (fond) à partir d'une certaine valeur critique exprimée par:

- la vitesse moyenne critique U_{cr} , ou la vitesse critique u_{bcr} , près du fond,
- la tension critique de frottement τ_{ocr}

La vitesse du fond est une grandeur difficile à déterminer, parce qu'il n'y a pas de relation claire qui la relie avec la vitesse moyenne d'écoulement. De ce fait, il est plus intéressant d'utiliser la tension de frottement τ_0 comme critère du début d'entraînement des particules solides.

Parmi les premiers chercheurs qui ont tenté de trouver une expression pour cette contrainte, nous pouvons citer FORCHHEIMER (1914). Il a donné une relation entre la composante du poids dans le sens d'écoulement et le frottement sur le fond.

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot J_f \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec : h, hauteur de la colonne d'eau

Cette équation est plus générale si on remplace la hauteur d'écoulement h par le rayon hydraulique R_H , ce qui donne la relation (II.18).

$$\Rightarrow \tau_0 = \gamma \cdot R_h \cdot J_f \dots\dots\dots (IV.18)$$

La vitesse moyenne est donnée par :

$$U = C \sqrt{R_h J_f} \dots\dots\dots (IV.19)$$

En hydraulique fluviale, on utilise souvent une tension adimensionnelle de frottement, τ_*

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = \frac{\gamma \cdot R_h \cdot J_f}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} \dots\dots\dots (IV.20)$$

où d est un diamètre du granulat (à spécifier), γ_s et γ étant le poids volumique du granulat et de l'eau respectivement. Au moyen de cette relation, on compare les paramètres d'écoulement avec les paramètres granulométriques.

Pour l'érosion d'un lit composé de granulats uniformes d'un diamètre important,

$$\frac{\rho U_{cr}^2}{gd(\rho_s - \rho)} = 2.5 \left(\frac{d}{D_h} \right)^{-0.2}$$

qu'est valable pour $0.01 < (d/D_h) < 1$

En s'appuyant sur le concept de l'hydrodynamique, SCHIELDS (1936) a pu démontrer une relation entre la tension adimensionnelle de frottement ' τ_* ' et le nombre de Reynolds de frottement Re^* ,
 $\tau_* = f(Re^*)$.

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d} = f\left(\frac{u_* d}{\nu}\right) \dots\dots\dots (21) \quad \text{et} \quad Re^* = \frac{u_* d}{\nu} \dots\dots\dots (IV.22)$$

où $u_* = \sqrt{\tau_o/\rho}$

SCHIELDS a déterminé cette relation en utilisant des résultats expérimentaux ; une courbe moyenne assez bien définie caractérise le début de l'érosion exprimé par τ_{*cr}

Pour le diamètre des granulats on prend couramment $d \equiv d_{50}$. A noter que le seuil critique se situe entre:

$$0,03 < (\tau_*)_{cr} < 0,06 \dots\dots\dots (IV.23)$$

La détermination de τ_{*cr} se fait par approximations successives.

L'utilisation de la relation de Schields n'est pas simple vu son importance, YALIN (1972) a proposé d'éliminer cet inconvénient par la combinaison de:

$$\frac{Re_*^2}{\tau_*} = \frac{d^3 g (\rho_s - \rho)}{\nu^2 \rho}$$

Plutot que d'utiliser Re^* on propose d'utiliser un diamètre de granulat adimensionnel:

$$d_* = d \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{g}{\nu^2} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (IV.24)$$

l'équation (21) s'écrit alors:

$$\tau_* = f(d_*) \text{ comme le montre la figure N°6.}$$

Si l'on connaît les propriétés du fluide et du granulat on peut facilement déterminer la valeur de τ_{*cr} et ensuite la valeur de τ_{ocr}

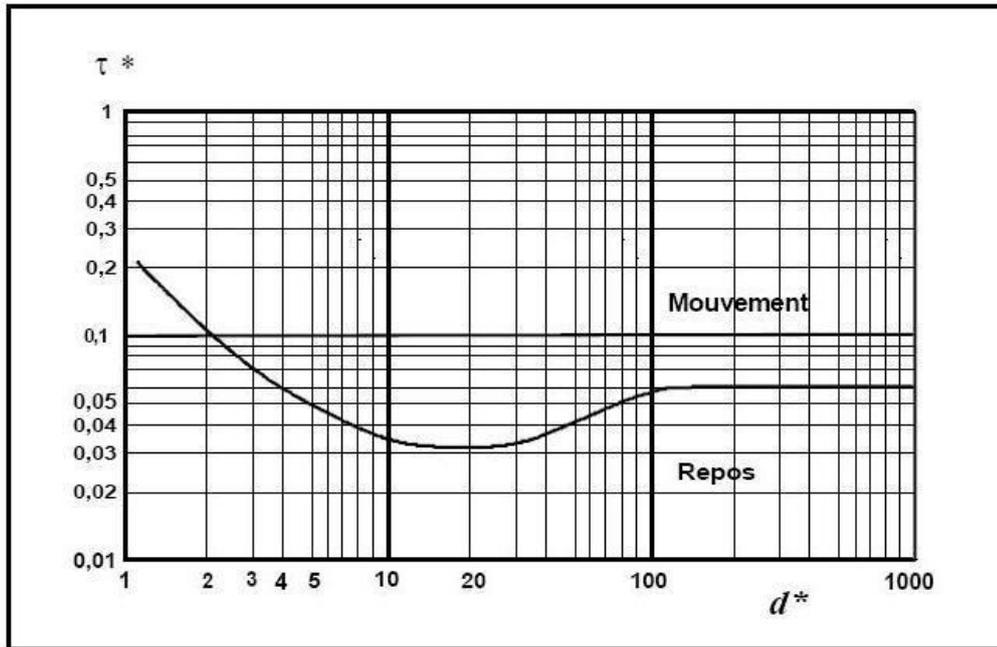


Figure N° IV.6 Tension adimensionnelle de frottement τ^* en fonction du diamètre adimensionnel du granulat d^* , (YALIN, 1972)

DUBUAT (1876) a déjà développé ce concept, malgré ça il n’a été reconnu qu’après les travaux de SCHOKLITCH acclamés par FORCHHEIMER, et suite à plusieurs expériences, DUBUAT propose la formule suivante :

$$(\tau_0)_{cr} = \sqrt{0,201\gamma(\gamma_s - \gamma)}\delta d^3 \dots\dots\dots (IV.25)$$

Avec : γ : Poids volumique de l’eau ;

γ_s : Poids volumique des sédiments ;

d : Diamètre des grains solides ;

δ : Coefficient ($\delta=1$ pour les sphères, $\delta=4,4$ pour les grains plat).

Dans les années trente, ces travaux ont été marqués dans l’histoire. Il a proposé des formules de charriage tenant compte de la variété des diamètres des sédiments.

D’autres formules basées sur des expériences aux laboratoires ont vue le jour, entre autres, celle de LELIAVSKY (1955) à cause de sa simplicité :

$$(\tau_0)_{cr} = 166.d \text{ [g/m}^2\text{]} \dots\dots\dots (IV.26)$$

Le progrès notable de la mécanique des fluides fait introduire la notion de la vitesse de frottement U_* résultante de la turbulence de l'écoulement. Elle est donnée par :

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \dots\dots\dots (IV.27)$$

A noter que la tension tangentielle est composée d'une tension laminaire résultante de l'effet de la viscosité et une tension turbulente résultante de la turbulence de l'écoulement.

$$\tau_0 = \tau_l + \tau_t \dots\dots\dots (IV.28)$$

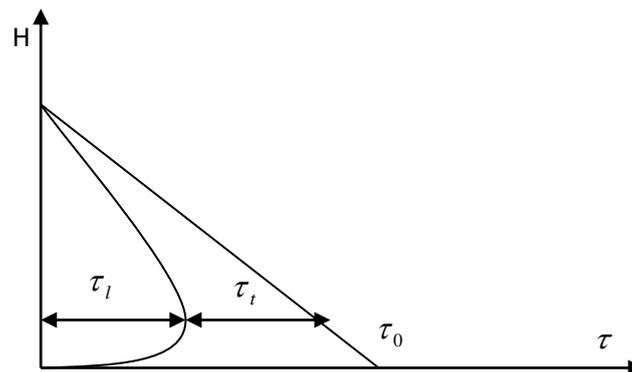


Figure N° IV.7 Répartition de la tension tangentielle

IV.5 Comportement rhéologique du transport des sédiments

A partir d'une concentration volumique en sédiments supérieure à 8%, un mélange eau sédiment n'est plus newtonien ; il faut alors tenir compte de la présence des sédiments dans l'écoulement.

Suivant la quantité de matière solide transportée dans l'écoulement, les approches choisies pour la modélisation sont différentes. Alors que pour de faibles concentrations en sédiments, on considère l'écoulement biphasique (car la vitesse de l'eau et des sédiments peut être très différente), pour des écoulements hyperconcentrés (concentrations comprises entre 1 et 30%) on considère plutôt le

mélange, d'un point de vue comportemental, comme monophasique. Tout se passe comme si l'on avait affaire à un seul fluide (très) visqueux (BRIVOIS, 2005).

Nous présentons ces différentes approches dans ce qui suit.

IV.5.1 Ecoulements à faible concentration en sédiments

On écrit souvent la viscosité d'un tel mélange sous la forme :

$$\mu = \mu_r \mu_0 \dots\dots\dots (IV.29)$$

μ : est la viscosité dynamique du mélange,

μ_r : la viscosité relative, qui tient compte des sédiments

μ_0 : la viscosité dynamique du fluide porteur

Plusieurs approches différentes ont conduit à des expressions du type (Tableau N° IV.1)

$$\mu_r = \left(1 - \frac{\phi}{\phi_m}\right)^{-q} \dots\dots\dots (IV.30)$$

Tableau N° IV.1 Paramètres de l'équation (IV.30) (ILDEFONSE et al.,1997)

	ϕ_m	q
Théorie des Milieux Effectifs	0,40	1
Extension de la Théorie d'Einstein	0,60	1,5
Théorie de Mooney, équation de Krieger	ϕ_m	$2,5\phi_m$
Principe de Minimum d'énergie dissipée par viscosité	ϕ_m	2

Notons que pour des sphères monodispersées, l'empilement maximum correspond à l'arrangement cubique faces centrées, $\phi_{FCC} = 0,74$. Mais l'expérience donne plutôt des valeurs proches de l'arrangement dense aléatoire (random close packing), $\phi_{RCP} = 0,637$

Une formule relativement semblable est proposée par LEIGHTON et ACRIVOS (1986) :

$$\mu_r = \left(1 + \frac{1,5 \phi}{\phi/\phi_m}\right) \dots\dots\dots (IV.31)$$

où $\phi_m = 0,58$

Ainsi, la viscosité dépendant localement de la quantité de sédiments qui s'y trouve, il apparaît primordial de s'intéresser aux phénomènes de diffusion par dispersion des sédiments au sein du fluide.

De tels écoulements présentent souvent une répartition particulière des sédiments au sein de l'écoulement ; variable suivant l'intensité de l'écoulement, suivant la taille et la densité des particules...

Les phénomènes responsables de la migration des particules dans le fluide peuvent alors être :

- **la diffusion turbulente**, due à la turbulence régnant dans l'écoulement, qui a plutôt tendance à distribuer les sédiments dans l'épaisseur de l'écoulement ;
- **la gravité**, si les sédiments sont plus lourds que le fluide ; ils auront alors tendance à rester près de la paroi, et à moins diffuser dans l'épaisseur de l'écoulement ;
- **les gradients de vitesse**, (LEIGHTON et ACRIVOS, 1987) ont en effet montré l'existence de tels flux (dans les deux directions perpendiculaires à l'écoulement), dans des écoulements non turbulents.

Dans le cas particulier, d'un écoulement bidimensionnel permanent à l'équilibre, il est possible de calculer analytiquement la répartition des sédiments dans l'écoulement. On considère pour cela que le flux ascendant des particules, dû à la turbulence, compense exactement le flux descendant dû à la gravité (exprimé grâce à une vitesse de chute semblable à la vitesse de Stokes). On obtient alors la formule de ROUSE (voir par exemple, GRAF et CELLINO (2002)).

IV.5.2 Ecoulements à forte concentration en sédiments

Pour ces écoulements, deux types de modèles distincts existent : des modèles viscoplastiques pour les matériaux plutôt cohésifs, et des modèles granulaires pour les matériaux plutôt non cohésifs, (ILDEFONSE et al.,1997).

a. *Modèle viscoplastique*

Cette première approche consiste à considérer les écoulements hyperconcentrés comme des fluides à seuil, dont la loi de comportement est du type :

$$\begin{cases} \gamma = 0, \text{ quand } \tau < \tau_c \\ \tau = \tau_c + f(\gamma), \text{ quand } \gamma > 0 \end{cases} \dots\dots\dots (IV.32)$$

où γ est le gradient de vitesse, τ la contrainte tangentielle et τ_c le seuil de contrainte. f est une fonction croissante de γ qui s'annule en 0.

Le plus simple de ces modèles est le modèle de BINGHAM, où f est une fonction linéaire de γ dans laquelle le coefficient de proportionnalité est la viscosité plastique. On peut aussi citer le modèle de HERSCHEL-BULKLEY, de la forme :

$$\tau = \tau_c + K\gamma^n \dots\dots\dots (IV.33)$$

où K et n sont deux paramètres (pour des suspensions le paramètre n est en général inférieur à 0,5).

Dans la même catégorie, on peut citer le modèle quadratique de O'BRIEN et JULIEN (JULIEN et LAN., 1991), plus sophistiqué afin de décrire une plus large gamme de comportements possibles. En effet ce modèle prend en compte la cohésion entre les particules, les interactions visqueuses entre les particules et le fluide porteur, les impacts des particules et la turbulence.

b. *Modèle granulaire*

A partir de mesures expérimentales, effectuées au rhéomètre concentrique cylindrique, BAGNOLD dans (HUNT et al., 2002) a étudié, pour une large gamme de concentrations solides, de viscosités du fluide et de taux de cisaillement, les propriétés rhéologiques de suspensions liquide/solide.

Il a ainsi mis en évidence l'existence de plusieurs régimes d'écoulement, en fonction d'un paramètre N , nommé nombre de BAGNOLD. Ce paramètre est défini comme :

$$N = \frac{\rho d^2 \lambda^{1/2} \gamma}{\mu} \dots\dots\dots (IV.34)$$

avec μ viscosité dynamique du fluide, γ le taux de cisaillement, ρ la densité du mélange liquide/solide (le solide et le liquide ont ici la même densité) et λ la concentration linéique, définit comme le rapport entre le diamètre du grain et la distance de séparation moyenne entre grain.

$$\lambda = 1 / [(\phi_m / \phi)^{1/3} - 1] \dots\dots\dots (IV.35)$$

où ϕ_m est la concentration volumique maximum possible.

Ainsi, pour des valeurs de $N < 40$, BAGNOLD définit un régime « macro visqueux », ou frictionnel, pour lequel les contraintes tangentielles (et normales) varient comme :

$$\tau = \mu \gamma \lambda^{2/3} \dots\dots\dots (IV.36)$$

Alors que pour $N > 450$, le régime est dit inertiel, ou collisionnel, et les contraintes tangentielles (et normales) varient alors comme :

$$\tau = \rho d^2 \lambda^2 \gamma^2 \dots\dots\dots (IV.37)$$

Les contraintes sont donc indépendantes de la viscosité du fluide mais dépendent du carré du taux de cisaillement et du carré de λ (cela est comme un écoulement turbulent où l'échelle de turbulence est liée à la taille des grains).

Un régime transitoire existe entre ces deux valeurs limites de N , il est appelé régime lubrifié.

Les résultats de BAGNOLD furent obtenus avec des particules solides de même densité que le fluide, ces résultats ont, par la suite, été étendus aux écoulements de particules denses en utilisant la masse volumique des sédiments à la place de la masse volumique solide/fluide.

IV.6 Quantification des quantités érodées

Il existe de nombreuses formules pour évaluer la quantité de sédiments transportée, (CHANSON, 1999 ; ILDEFONSE et al., 1997). En fait, les approches semblent différentes suivant le matériau (cohésif ou non cohésif), et cette différence relève plus de l'histoire que d'un raisonnement scientifique.

IV.6.1 Les matériaux non cohésifs

L'approche est globale. La quantité maximum de sédiments transportée est reliée à la différence entre la contrainte de cisaillement de l'écoulement et la contrainte critique. Les expressions sont le plus souvent du type :

$$q_s = \lambda \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} - 1 \right)^n \quad \text{si } \tau > \tau_{cr} \dots\dots\dots (IV.38)$$

q_s : le débit solide unitaire par unité de largeur du lit (m^2/s)

τ : contrainte de cisaillement de l'écoulement

τ_{cr} : contrainte critique

λ et n : deux paramètres

La loi de DU BOYS (1879) est la plus ancienne, ($n=1$, λ et τ_{cr} sont deux paramètres)

La loi de MEYER-PETER-MÜLLER (1948) est l'une des plus utilisées :

$$n = \frac{3}{2}$$

$$\lambda = 8\sqrt{(s-1)gd_s^3} (\tau_{*cr})^{3/2} \dots\dots\dots (IV.39)$$

$$\tau_c = \rho_e (s-1)gd_s^3 \tau_{*cr}$$

où

τ_{*cr} : est la contrainte adimensionnelle de SHIELDS.

s : densité relative

d_s : diamètre des grains

Cette formule a été établie pour des pentes faibles (inférieures à 2%), dans des conditions particulières d'écoulement et de granulométrie.

De nombreux auteurs ont proposé des formules de transport par charriage sur des pentes plus importantes. Les expressions proposées font alors explicitement intervenir l'angle de la pente. Ainsi, la contrainte critique de la formule de SMART et JAEGGI (1983) est :

$$\tau_{*cr} = 0,05 \cos \alpha \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi}\right) \dots\dots\dots (IV.40)$$

où φ est l'angle de frottement interne du sol non cohésif, et α la pente.

La contrainte critique τ_c^* n'est plus une constante matérielle dans ce type d'approche. Ceci n'est pas surprenant, car on ne s'est pas intéressé aux quantités localement érodée ou déposée.

Le débit global transporté intervient alors dans l'équation de conservation de masse solide, intégrée sur la dimension transversale, et permet de calculer la position du fond $z(t)$:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-P)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (IV.41)$$

Où p est la porosité du matériel formant le sol.

IV.6.2 Les matériaux cohésifs

L'approche semble un peu différente. Le taux d'érosion par unité de surface de sol E est relié à la différence $\tau_b - \tau_{cr}$ par des expressions qui sont le plus souvent de la forme :

$$E = M \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cr}} - 1 \right)^n \quad \text{si } \tau_b > \tau_{cr} \dots\dots\dots (IV.42)$$

où M et n sont deux paramètres. La contrainte critique du sol τ_{cr} est une constante matérielle, susceptible de dépendre de la profondeur (du fait de la consolidation des sédiments). La loi de Partheniades ($n=1$) est la plus utilisée.

Le taux d'érosion intervient dans l'équation de conservation de masse solide intégrée sur la dimension transversale :

$$\frac{\partial(ch)}{\partial t} + \frac{\partial(chU)}{\partial x} = E \dots\dots\dots (IV.43)$$

Où c est la concentration de sédiments fins en suspension, h l'épaisseur moyenne de l'écoulement, et U la vitesse moyenne.

IV.7 Méthodes de quantification des sédiments transportés

IV.7.1 Par l'utilisation des formules

a. Pour le transport total

Commençant par les formules qui déterminent le transport solide total. Elles sont de deux types, selon le mode de calcul.

1. Formules directes

Elles ne se basent sur aucune théorie comme les formules de Borland, de Churchill et de Brune. Généralement, elles ne nécessitent pas assez de paramètres, ce qui les rend simple à utiliser.

Si on considère l'exemple de Brune, sa formule est proposée qu'après l'observation et l'étude de 44 barrages.

IV.2. Formules indirectes

Elles nécessitent un calcul préalable de certains paramètres, ces derniers peuvent être identifiés grâce à la modélisation physique.

Elles sont relativement simples à utiliser ; leurs problèmes résident dans la caractérisation de plusieurs propriétés physiques de la phase liquide et de la phase solide de l'écoulement, comme la formule d' (ACARGOLU et al.,1968), qui a présenté 40% de succès.

$$\phi_a = 10.39 \psi_a^{-2.52} \dots\dots\dots (IV.44)$$

Avec :

ψ_a : Paramètre d'intensité de frottement qui est fonction d'autres paramètres.

ϕ_a : Paramètre de transport, lui même est une fonction d'autre paramètres.

La formule de ACKERS et WHITE (1973) dans (Graf et al. ,1996) a prouvé un meilleur succès s'élevant à 64%.

La formule globale de SOGREAH présente aussi un avantage notable, car le débit solide Q_s est exprimé en fonction du débit liquide pour éviter les approximations dans le choix des autres paramètres (géométrie, rugosité...). Elle est utilisable jusqu' à des pentes, du cours d'eau de l'ordre de 20%.

b. Pour la suspension

Bien qu'il existe différentes formules, nous citons celle d'EINSTEIN (1950), la plus utilisée actuellement. Sa difficulté réside dans le calcul numérique de quelques intégrales nécessaires au calcul de la quantité des sédiments en suspension. Le débit solide en suspension par unité de largeur est évalué par intégration du produit de la concentration et de la vitesse d'écoulement sur la hauteur où se produit cette dernière.

Dans ce type de quantification, les mesures in situ de la concentration au moins pour une profondeur sont nécessaires. Les autres peuvent être déduites par la formule de ROUSE (1938) qui est donnée par :

$$\frac{C_s}{C_{sa}} = \left(\frac{h-z}{z} * \frac{a}{h-a} \right)^{n^*} \dots\dots\dots (IV.45)$$

Avec :

C_{sa} : Concentration volumique à un niveau de référence a ;

C_s : Concentration volumique cherché ;

Z : Hauteur pour lequel la concentration C_s est cherché ;

a : Limite inférieure de la bande (en hauteur) où la suspension se produit ;

h : Hauteur total de l'écoulement (limite supérieur) ;

n^* : Nombre de Rouse qui lui même fonction de V_{ss} et U_* ($n^* = \frac{V_{ss}}{KU_*}$) ;

V_{ss} : Vitesse de sédimentation ;

K : Constante de Van Karman ;

U_* : Vitesse de frottement.

Après cette description, nous constatons que ces formules se classent dans la deuxième catégorie (méthode directe).

c. Pour le charriage

En cas de charriage, plusieurs formules ont été proposées. Beaucoup d'entre elles sont de nature empirique; elles incluent souvent des nombres adimensionnels (GRAF et al., 1996). Cela permet de les améliorer aux laboratoires et de les rendre utilisables dans la nature.

Elles se classent dans la catégorie des formules indirecte. Elles ne donnent des résultats satisfaisants, que dans un domaine limité de valeurs des paramètres.

Citons en quelques unes des plus fiables :

EINSTEIN (1942) :

$$q_{sb} = \frac{\sqrt{(s_s - 1)gd_{50}^3}}{0,465} \exp\left(\frac{-0,391(s_s - 1)d_{50}}{R'_{hb} J_E}\right) \dots\dots\dots (IV.46)$$

Où :

R'_{hb} , Rayon hydraulique du lit due aux rugosités

Remarque : du fait que les calculs se font pour une largeur unitaire, on prend $R'_{hb} = R_{hb}$.

MEYER PETER et al (1948) :

$$q_{sb} = \frac{1}{g(\rho_s - \rho)} \left(\frac{\rho g R_{hb} \xi_m J_e - 0,047 g(\rho_s - \rho) d_{50}}{0,25 \rho^{1/3}} \right)^{3/2} \dots\dots\dots (IV.47)$$

Où :

R_{hb} : Rayon hydraulique du lit ;

g : gravité ;

ξ_m : Paramètre de rugosité donné par l'équation ci-dessous ;

$$\xi_m = \left(\frac{K_s}{K'_s} \right)^{3/2} \dots\dots\dots (IV.48)$$

K_s : rugosité total du lit (équation II.49) ;

K'_s : rugosité due au granulats (équation IV.50)

$$K_s = \frac{U}{R_{hb}^{2/3} J_e^{1/2}} \dots\dots\dots (IV.49)$$

U : vitesse moyenne de l'écoulement ;

$$K'_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \dots\dots\dots (IV.50)$$

$$K'_s = \frac{21,1}{d_{50}^{1/6}} \dots\dots\dots (IV.51)$$

d_{50} , d_{90} : diamètre équivalent à 50%, et à 90% des grains solide.

SCHOKLITCH (1950) :

$$q_{sb} = \frac{2.5}{S_s} * J_e^{3/2} (q - q_{cr}) \dots\dots\dots (IV.52)$$

Avec :

q_{sb} : Débit solide de charriage par unité de largeur ;

S_s : Densité relative ($S_s = \frac{\rho_s}{\rho}$, ρ_s masse volumique des sédiments, ρ masse

volumique de l'eau) ;

J_e : Pente énergétique ($J_e = \frac{h_r}{dx}$, h_r perte de charge, dx longueur du tronçon) ;

q : Débit liquide par unité de largeur ;

q_{cr} : Débit liquide critique par unité de largeur donnée par l'équation (IV.53).

$$q_{cr} = 0,26(s_s - 1)^{5/3} * \frac{d_{40}^{8/2}}{J_e^{7/6}} \dots\dots\dots (IV.53)$$

Où : d_{40} est le diamètre équivalent des grains ; pour une granulométrie non uniforme.

Nielsen (1992) :

$$q_{sb} = \sqrt{gR_h d^2 J_e} \left(\frac{12R_h J_e}{(s_s - 1)d} - 0,05 \right) \dots\dots\dots (IV.54)$$

Remarque : Cette formule est donnée dans l'ouvrage de référence (CHANSON, 1999) pour un diamètre (d) non identifié, mais l'auteur a fait une application avec le d_{50} .

Il existe une fourchette d'utilisation du diamètre, pour la formule d'Einstein faite par BROWN, [voir JESUS GRACIA SANCHEZ (CIGB1982, Q54 R8)]. Pour un $d=0,3$ et $0,5$ mm, le coefficient de correction est $F=0,6$ et $0,7$.

En conclusion, une classification unique n'arrive pas à faire un consensus sur les méthodes utilisées pour la quantification du transport solide.

GRAF et al (1996) ont donné la définition directe aux méthodes qui ne distinguent pas entre les deux types (suspension et charriage) du transport.

Pour eux, les méthodes indirectes sont celles qui font l'addition d'une formule de charriage avec une de la suspension. Ce type de méthodes tient compte de la physique du phénomène, d'où une réelle distinction est difficile à faire.

IV.7.2 Par des mesures in situ

Les mesures in situ (prélèvement) s'avèrent comme le critère le plus utilisé et le plus représentatif pour caractériser la teneur en matière solide dans un échantillon de mélange.

L'échantillonnage des matériaux en suspension dans les cours d'eau naturels, semble avoir été pratiqué depuis fort longtemps à l'aide de simples bouteilles. Les techniques dans ce domaine ont progressivement évolué et des méthodes très simples, on est passé, à des procédés plus complexes mes plus précis. Dans cet objectif, la FAO (Food and Agriculture Organization) a publiée un guide fixant les normes de jaugeage. VANRIJN (1989) aussi, a publié un manuel de mesure des sédiments.

Comme il est déjà signalé, le charriage est difficilement accessible par des mesures directes in situ. Dans le paragraphe qui suit une synthèse sur les méthodes de mesure in situ et de leur pratique est faite.

IV.8 Procédés de quantification

Plusieurs méthodes et appareils ont été développés pour la mesure du débit solide et plus précisément de la concentration. La sensibilité de la manipulation et les exigences du constructeur rendent l'utilisation de ces méthodes limitées à un personnel qualifié.

IV.8.1 Mesures du charriage

Généralement, le charriage est donné par poids par unité de temps et par unité de largeur. Nous mesurons le poids des matériaux du fond passant à une section transversale dans un temps donné par l'une des méthodes cités ci-dessous, bien qu'il soit difficile de satisfaire les conditions hydrauliques du jaugeage, (exemple, difficulté dans le maintien de la verticalité et l'horizontalité de l'appareil de jaugeage avec le mouvement des solides).

Les méthodes les plus usuelles sont :

- détecteur hydrophonique ;
- nasses de prise en rivière ;
- traceurs radioactifs ;
- procédé topographique (bathymétrie) ;
- fosse à sédiments ;
- modèles réduit.

Pour que ces mesures soient correctes, il faut procéder comme suit :

- Etalonner les appareils de mesure ;
- Diversifier les points de mesures aussi bien dans l'espace que dans le temps ;
- Respecter les consignes du constructeur car la forme du lit a une influence sur l'écoulement et par conséquent les résultats de mesure ;
- Faire plusieurs estimations de l'épaisseur de la couche de charriage. D'après EINSTEIN (1948), il est égale au moins au diamètre du plus grand grain solide charrié.

En réalité, le charriage est discontinu dans le temps et dans l'espace de l'amont vers l'aval. Sa variation dans le temps se traduit par des valeurs très élevées lors des crues qui reste mal connue, faute de mesure ou absence totale de celle-ci. La discontinuité spatiale provoque un dépôt avant tout obstacle et un affouillement derrière lui.

IV.8.2 Mesures de la suspension

Le débit solide par suspension q_{ss} est donné comme un volume par unité de temps et par unité de largeur. Pour obtenir q_{ss} , il faut déterminer la concentration des sédiments C par échantillonnage du mélange Eau-Sédiment correspondant à des débits liquides ($q_{ss} = C.q$).

Une supposition est nécessaire pour entamer ce genre des mesures, celle-ci s'appuie sur le fait que les particules solide et liquide se meuvent à la même vitesse. Ces mesures se font sur toute la largeur de la section considérée.

Ces méthodes consistent à explorer le champ des vitesses et des concentrations. Elles se réalisent comme un jaugeage liquide. Les prélèvements d'échantillons doivent se faire avec des appareils à action très rapide. A nos jours, il existe plusieurs appareils de

prélèvement, lesquels sont :

- Turbidisonde NEYPRIC ;
- Turbidisonde DELFT ;
- Prélèvement au moyen d'une pompe ;
- Prélèvement au moyen des bouteilles.

Un travail supplémentaire est nécessaire, il consiste en la représentation des résultats de mesures sur un système d'axe XOZ dont l'abscisse porte les valeurs de la largeur du cours d'eau et en ordonnée les profondeurs. La surface de l'épure obtenue permet d'évaluer le débit solide élémentaire traduit par la formule (IV.55).

$$q_{ss} = \int C.U .dz \quad [\text{kg.m}^2/\text{s}] \quad \dots\dots\dots (IV.55)$$

Le débit solide en suspension total est donné par :

$$Q_s = \int q_{ss} .X .dx \quad [\text{kg.m}^3/\text{s}] \quad \dots\dots\dots (IV.56)$$

La fiabilité de la mesure du transport solide en suspension dépend de :

- Tenir compte ou non de la forte présence de la turbulence ;
- Respecter au maximum la normalité à la section d'écoulement ;
- Prendre en considération que la matière en suspension trouvée ne concerne pas le transport en suspension seulement mais aussi le transport intrinsèque.

Malheureusement, la mesure de la concentration en Algérie se fait en bordure du cours d'eau.

IV.8.3 Par processus de modélisation

Deux types de modélisation, physique et mathématique, sont utilisés dans une tentative de prédire le mode et le taux de sédimentation (alluvionnement) d'une retenue ou autre ouvrage d'intérêt. L'objectif de ce paragraphe est de présenter les grandes lignes et quelques principes de la modélisation.

a. Modélisation physique

La modélisation physique en hydraulique a beaucoup contribué à la conception des structures hydrauliques, à la résolution des problèmes d'écoulement non permanent et effectivement aux problèmes du transport solide.

LEONARDO de VINCI est le premier à avoir étudié les phénomènes naturels par des modèles (SHEN, 1979). Il a conduit des travaux de modélisation sur les trajectoires des jets liquides de la formation des remous et des études des écoulements à ciel ouvert. Il a remarqué qu'à chaque partie le long d'un cours d'eau pour un temps donné, la quantité d'eau passante est la même.

La vraie modélisation physique des cours d'eau a commencé en 1913, avec ENGELS au laboratoire hydraulique des rivières de Dresden (Allemagne), dont il a construit un modèle à grande échelle. Des travaux spécifiques aux transports sédimentaires sont effectués par EINSTEIN aux années quarante, suivis de plusieurs autres (SCHOKLITCHE, MEYER- PETER et al, GRAF, YUCEL,... etc.).

ACKERS et al. (1973) ont proposé des formules capables de prédire le transport des sédiments avec un succès notable. Suite à un grand nombre d'expérience in situ et au laboratoire, avec recours à des considérations d'analyse dimensionnelle.

b. Quelques règles de la modélisation physique du transport des sédiments

Dans un ordre de concevoir correctement un modèle physique de rivière, il faut premièrement définir ce modèle, connaître entièrement des principes de la modélisation pour avoir des connaissances techniques du type de problème étudié. Les règles citées ci-après découlent dans ce sens, à savoir :

- L'analyse dimensionnelle et le raisonnement physique sont les approches essentielles de la sélection des critères de similitude utilisés ;
- Les sections d'entrée et de sortie d'un modèle doivent être relativement stables et la distribution des vitesses entre ces sections doit être similaire à celle du prototype;
- Un lit mobile peut être nécessaire si une variation remarquable du mouvement de sédiment s'est produite dans le prototype. Mais, il est avantageux de commencer l'investigation avec un lit fixe, car l'interprétation est difficile à faire ;
- La vérification d'un modèle est absolument nécessaire, le modèle résultant doit être vérifié par trois conditions au minimum ; écoulement peu profond, écoulement moyen et écoulement profond. La modélisation physique sert de support à la modélisation mathématique.

c. Modélisation mathématique

Avec le progrès informatique, la modélisation mathématique dans le domaine du transport solide est devenue capable de simuler le comportement hydrodynamique du cours d'eau. Dans ce paragraphe, nous essayons de présenter quelques modèles déjà utilisés.

Tous, les modèles utilisent les équations de base qui décrivent la phase liquide et la phase solide, à savoir:

- Equation de continuité liquide ;

- Equation de conservation de quantité de mouvement ;
- Equation de continuité solide ;
- Equation de transport des sédiments.

Une autre équation pour décrire la résistance de l'écoulement est nécessaire, celle de CHEZY qui est la plus utilisée dans le calcul de la perte d'énergie dont la solution de ce système d'équation donne un intérêt certain à cette modélisation. Notre objectif principal est de donner un état de connaissances de la modélisation mathématique, et de présenter une solution numérique pour ce problème.

Le terme modélisation mathématique en hydraulique fluviale est utilisé pour couvrir les problèmes d'écoulement non permanent et non uniforme (SHEN, 1979).

Des solutions analytiques peuvent exister pour des cas simples ou simplifiés.

Chapitre V

MODELISATION ET SIMULATION DE L'ONDE DE RUPTURE DU BARRAGE HAMIZ

V.1 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

V.1.1 Situation du barrage

Le barrage du Hamiz est construit à 35 km au SE d'Alger, un peu à l'amont du débouché dans la Plaine de la Mitidja de l'Oued Arbatache qui, prenant ensuite le nom d'Oued Hamiz, draine l'extrémité orientale de la grande plaine Algéroise. Il se situe ainsi à 6 km du village du Fondouk, à 25 km de la mer.

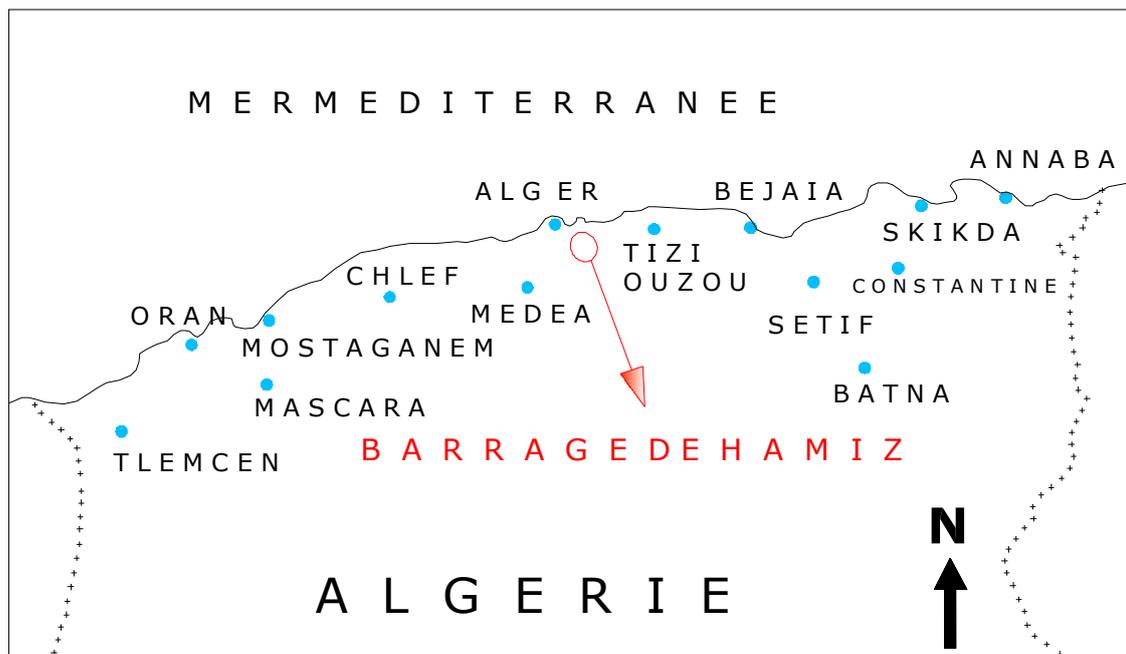


Figure N°V.1 Situation de la zone d'étude (carte d'état Major de l'Algérie)

V.2 Historique du barrage

V.2.1 Construction

La construction du barrage du Hamiz fut envisagée dès 1852. Le choix de l'emplacement était pratiquement commandé par la topographie : avant son débouché dans la partie orientale de la Plaine de la Mitidja, en amont du Fondouk, l'Oued Arbatache s'encaisse d'abord dans des calcaires et des grès, puis dans des schistes plus tendres.

Le barrage fut construit de 1869 à 1879, et cinq contreforts, dont l'établissement avait été rendu nécessaire par l'apparition de trois fissures, furent édifiés de 1887 à 1889.

L'ouvrage en maçonnerie ordinaire de 38 m de hauteur est un barrage-poids avec déversoir latéral

Les caractéristiques sont :

- cote de base 129,00 m (NGA)
- niveau du déversoir 164,00 m (NGA)
- crête 167,00 m (NGA)
- longueur de la crête 161,70 m
- épaisseur à la crête 6,65 m
- largeur de la base 18,15 m

V.2.2 Caractéristiques du bassin versant

- Superficie du bassin versant: 139 km²
- Précipitation moyenne annuelle: 839 mm d'eau
- Débit annuel moyen de l'oued : 51,6 millions de m³
- Module : 1,6 m³/seconde ;
- Module relatif : 12 l/seconde/km²
- Débit minimum semi-permanent 120 l/seconde
- Débit minimum : 0 l/seconde ;
- Coefficient de ruissellement : 0,42
- Crue maxima enregistrée : 12 nov. 1935 : 510 m³/seconde.

V.2.3 Vocation du barrage

L'ouvrage est utilisé pour l'irrigation des riches terres de la plaine de Mitidja. Ainsi, une quantité d'eau est transférée au moyen d'un tunnel hydrotechnique vers le barrage de kedara qu'est destiné à l'alimentation en eau potable.

V.2.4 Comportement après la mise en eau

Toute la partie rive droite de l'ouvrage étant assise sur les calcaires fissurés du Lutétien, de nombreux ennuis devaient surgir quant à l'étanchéité ; ils furent de deux sortes : des fuites à la base et une considérable augmentation des débits d'une source située près du mur de pied, au fur et à mesure de la montée du plan d'eau.

Une source chaude de 2,37 l/seconde existait en effet, avant l'édification du barrage, sur la rive droite de l'oued, à la cote 131,650 m (NGA).

Lors de la mise en eau, une source froide apparut à proximité immédiate de l'autre, à la cote 131,940 m (NGA).

Le débit des deux sources augmenta considérablement au fur et à mesure de l'élévation du niveau de l'eau (mai 1890). Cette augmentation n'était sensible qu'à partir d'une hauteur d'eau de 33 m environ. On décida donc de découvrir toute la surface de rocher comprise entre les cotes 32,50 et 36 et d'obturer tout ce qui n'était pas sain.

De décembre 1890 jusqu'en 1910 malgré divers travaux, la situation resta inchangée ; mais à la suite de nouveaux travaux d'étanchement, le débit de la source n'était plus, en 1913, que de 50 l/seconde pour une hauteur de retenue de 33 m. Le débit se réduisit à 25 l/seconde en 1914.

V.2.5 Travaux de consolidation

Sous l'action des chasses faites par les vannes de fond, un bassin s'était formé à l'aval du barrage. Cette excavation fut attribuée à un tourbillon à axe horizontal se formant sous la veine d'eau sortant des évacuateurs. On vidangea cette excavation en 1905. Les fondations n'étaient pas atteintes, mais le canal tronc commun était endommagé ; la partie menacée fut soutenue par une voûte surbaissée.

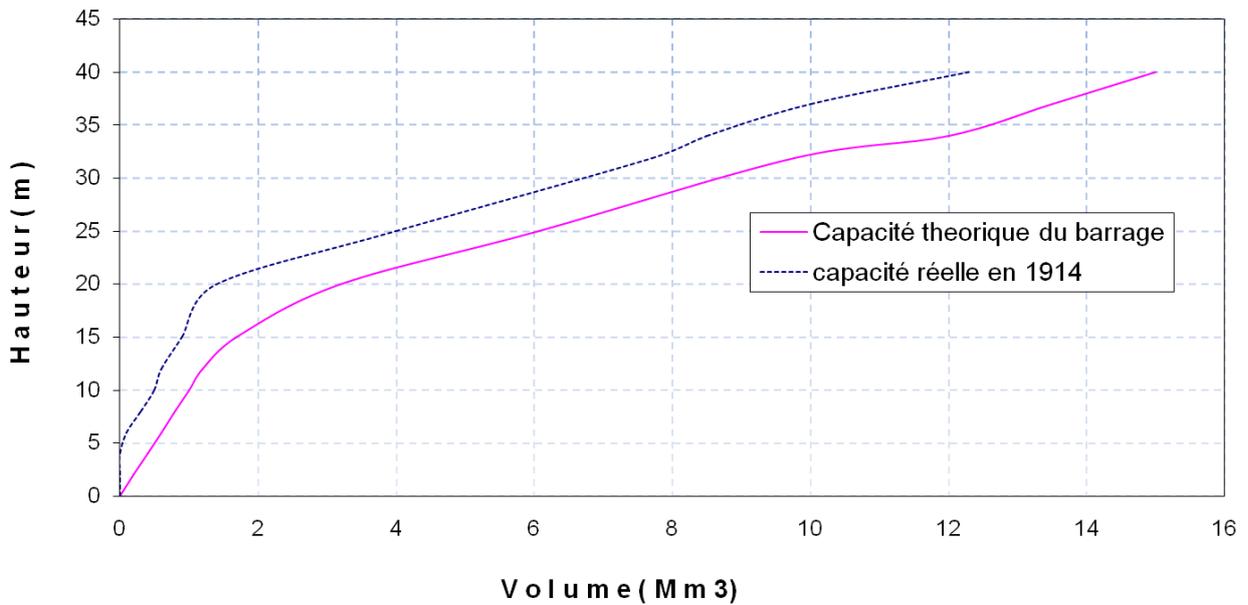
En 1916, un contrefort supplémentaire fut construit sur la rive gauche et des travaux furent effectués au contrefort rive droite.

Une nouvelle vidange, identique à celle de 1905, fut faite en 1923. On constata que les fondations étaient toujours intactes, mais que les micaschistes sur lesquels reposait l'ouvrage dans la partie médiane se décomposaient à tel point qu'on pouvait les enlever à la pioche. Un mur de pied et un massif d'encrochements furent construits.

Le barrage fut surélevé en 1935 pour atteindre une hauteur de 45 m et une longueur au sommet de 170 m.

V.2.6 Envasement du barrage

Le bassin versant de l'Oued Arbatache est constitué en quasi-totalité par des sédiments marneux. On conçoit que l'envasement de la cuvette soit important, malgré l'action des chasses opérées par les vannes de fond. La figure 2 établit cette importance (année 1914) :

Figure N°V.2 **Envasement du barrage 1914**

V.3 Le barrage actuel

V.3.1 Surélévation et renforcement du premier barrage, construction de l'évacuateur

En 1933 fut décidée l'adjonction, à l'amont de l'ancien ouvrage, d'un massif de béton dont le double but était de consolider l'ouvrage en renforçant son profil et de le surélever de 7 m, afin d'augmenter la capacité de la retenue.

D'autre part, le passage des crues sur le déversoir primitif occasionnant sur la rive droite de graves érosions menaçant les appuis, on décida de le remplacer par un déversoir circulaire de superficie permettant l'évacuation de crues de 600 m³/seconde grâce à une galerie souterraine. Les travaux furent exécutés de 1933 à 1935. Ils furent précédés par le fonçage de petits puits de reconnaissance et de quatre sondages destinés à étudier la nature des terrains sous le corps de l'ouvrage.

La galerie souterraine du déversoir résulte d'un aménagement de la galerie de dérivation, établie pour l'évacuation des eaux lors de la surélévation. Le fond de la galerie se trouvant à une cote inférieure à celle de l'ancienne source, cette dernière émigra dans la galerie.

V.3.2 Etablissement du rideau d'étanchéité

Du fait de la fissuration des calcaires, le débit de la source naturelle située à l'aval du premier barrage augmentait de façon considérable au fur et à mesure de la montée du niveau de l'eau dans la cuvette. A la suite de divers travaux d'étanchement (coulages et placages de béton effectués sur les calcaires d'amont), ce débit fut notablement réduit. Il restait cependant une

trentaine de l/seconde en 1916 pour la cote de retenue maxima. Il semble que la situation soit restée identique jusqu'à la surélévation de l'ouvrage.

De 1935 à 1938, en deux campagnes, une série de sondages d'injection réalisèrent un voile d'étanchéité. De plus, l'évacuateur de crues et sa galerie sont protégés par un rideau de cimentation établi à partir de 21 sondages

Le total des pertes est actuellement insignifiant. (Pour l'année 1938, le maximum a été de 15 l/minute).

En 1942, la vanne circulaire du déversoir fut modifiée pour augmenter de 1 m la cote de la retenue.

V.3.3 Dimensions actuelles de La digue

L'ouvrage, tel qu'il existe actuellement, réalise un barrage-poids:

- Hauteur : 45m
- hauteur maxima au-dessus du point le plus bas des fondations : 50 m.
- La largeur totale à la base est de 41 m
- Largeur maxima au niveau des fondations : 47 m.
- La largeur en crête est de 3,30 m.
- La longueur de la partie droite est de 185,50 m ;
- la longueur totale développée de 222,00 m.
- Le fruit du parement amont est de 1/4, celui d'aval est variable (parabolique).

Le cube exact de la maçonnerie de l'ancien barrage n'est pas connu ; le volume de béton de ciment est de 60.000 m³.

V.3.3 Capacité de la retenue

La retenue était évaluée en 1935 à 22 millions de m³. L'envasement, calculé d'après l'apport solide de l'oued, serait de l'ordre de 200 000 m³/an. Le volume de la retenue est évalué, en 1950, à 17 millions de m³. La superficie du lac plein est de 12,8 hectares. D'après le dernier levé bathymétrique réalisé en 2004 la capacité de la retenue était estimée à 15,4 Mm³ (ANBT).

V.3.4 L'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue a un débit maximum de 750 m³/seconde. La hauteur de la crête du barrage au-dessus de celle du déversoir est de 5 m.

V.3.5 Vidange de fond

Les ouvrages de vidange par deux vannes " papillon " de 40 m³/seconde chacune, doublées à l'amont par deux vannes " wagon " de sécurité.

V.3.6 Les drains

Pour combattre les sous-pressions, deux drains partant du terrain naturel de fondation débouchent dans la galerie de visite.

V.3.7 La prise d'eau

Les ouvrages de prise sont constitués par 2 robinets de 5 m³/s.

V.3.8 Usine électrique

L'usine électrique installée au pied du barrage est équipée pour utiliser un volume de 45 millions de m³ après surélévation éventuelle de 20 m du barrage. La chute varie de 17 à 42 m. Fonctionnant comme ouvrage de rupture de charge, l'utilisation est conditionnée par les débits prélevés à l'aval. En dehors des périodes d'irrigation, la centrale peut utiliser sans restrictions les suppléments de cube jugés non nécessaires aux cultures.

L'équipement comprend : deux turbines Francis à axe horizontal d'une puissance unitaire de 635 cv sous 28 m pour un débit de 1 200 l/seconde, deux alternateurs triphasés 5 750 v de 7 350 kva, deux transformateurs élévateurs de 5 750/31 500 v.

V.4 Caractéristiques de la vase du Hamiz

V.4.1 Importance et nature des sédiments

Offrant un plan d'eau de près de 130 ha, quelques années après sa construction, la retenue du barrage du Hamiz présentait en 1964 l'aspect d'une immense vasière avec une épaisseur de sédiment variant entre 20 et 25 m dans l'axe de la retenue.

Les forages effectués montrent que les sédiments déposés dans la retenue sont constitué presque exclusivement de vases argileuses sur les 700 premières mètres en amont du barrage, les éléments sableux n'apparaissent qu'à proximité de l'ancien lit de l'oued et dans la partie très amont de la retenue où la granulométrie varie considérablement avec la profondeur et où l'on constate de véritables "feuilles sédimentaires" qui caractérisent vraisemblablement un régime particulier de l'oued.

Les vases sont extrêmement fines et le diamètre moyen de la fraction détritique est de 1 micron; en tenant compte de la fraction calcaire qui représente 20 %, le diamètre moyen serait 2 microns. Ces

vases contiennent très peu d'humâtes (0,1 % à l'aval et 0,6 % en amont) et leur teneur en eau en place varie entre 45 et 55 %, ce qui correspondrait à des densité comprises entre 1,6 et 1,7.

Les sables sont constitués par deux groupes, le premier ayant des diamètres moyens de 0,06 à 0,1 mm, et le second des diamètres moyens de 0,4 à 0,5 mm avec un maximum de 1,5 mm.

A ces sables peuvent s'incorporer des graviers et des galets, d'ailleurs en petit nombre, ainsi que des galets de vase qui se forme au cours du charriage d'éléments de sols argileux accumulés aux rives.

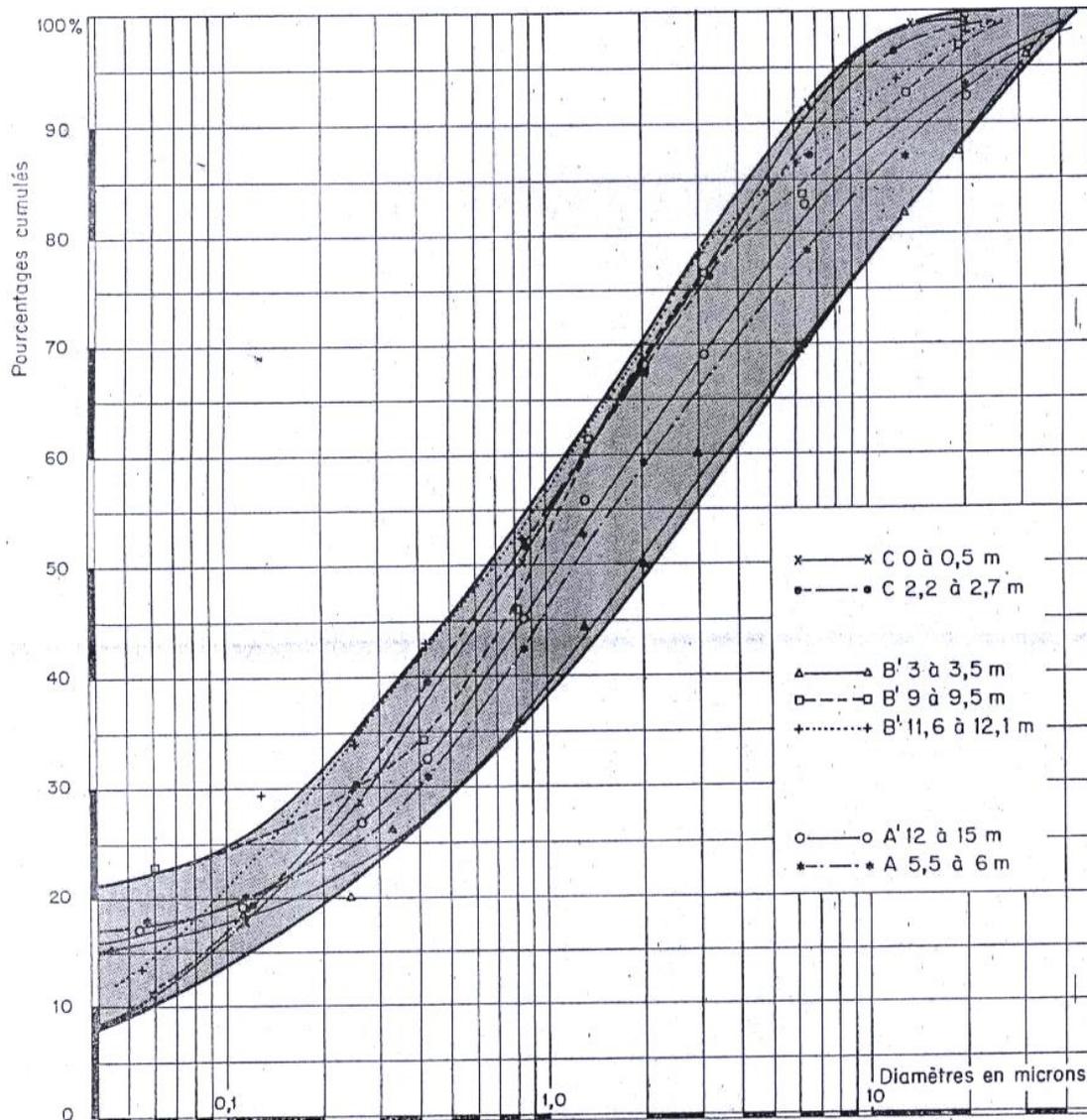


Figure N°V.4 Courbe granulométrique des vases contaminées dans le barrage El Hamiz (VALEMBOIS J. et MIGNIOT C. 1975)

V.4.2 Propriétés physiques des sédiments et comportement sous les actions hydrodynamiques

V.4.2.1 Vitesse de chute

Les vases sont plus complexes et leurs vitesses de chutes dépendent de leurs concentrations dans les eaux du Hamiz. A l'état de particule élémentaire, la vase aura une vitesse de chute de 0,001 mm/s et pourra atteindre 0,13 mm/s pour une concentration en particule solide de 20g/l. au delà de cette concentration, la chute est entravée et la vitesse diminue.

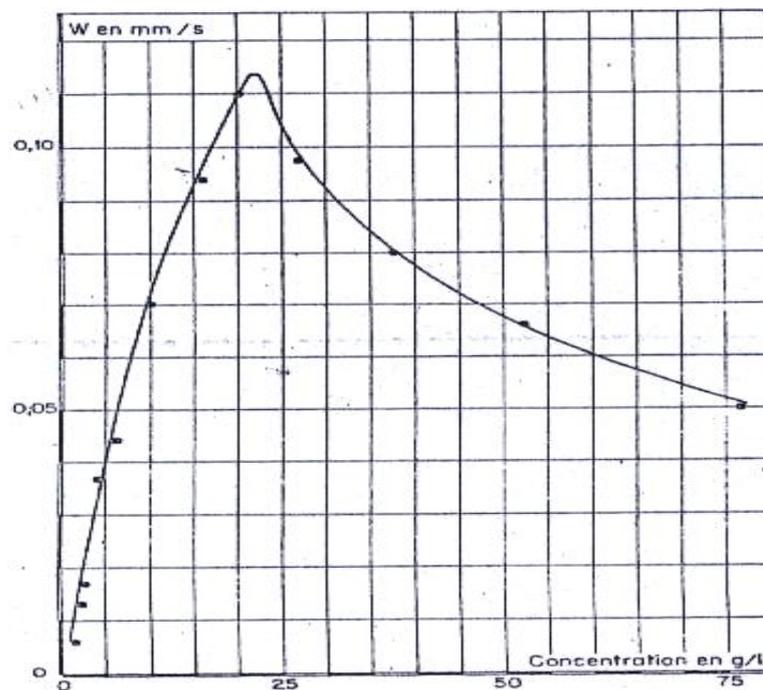


Figure N° V.5 Variation de la vitesse de chute des vases en fonction de la concentration (milieu aqueux naturel) (VALEMBOIS J. et MIGNIOT C. 1975)

V.4.2.2 Tassement

Les vases pures, dépourvues d'éléments supérieurs à 40 microns, se tassent au cours du temps, leur concentration moyenne passant de 350 g/l après quelques jours à près de 700 g/l après un an, avec un gradient entre la surface et le fond où l'on peut trouver des vases ayant une concentration de 1000 g/l (densité 1,6). Exposées à l'air, ces vases subissent une dessiccation et peuvent atteindre 1400 g/l. En fonction de l'âge des dépôts et des conditions d'exposition à l'air, on pourra donc avoir une multitude de caractéristiques des vases.

V.4.2.3 Rhéologie

La rigidité de la vase du Hamiz, définie par la mesure du couple nécessaire pour provoquer le début d'entraînement d'un rotor immergé dans la mixture permet de caractériser l'état physique des dépôts.

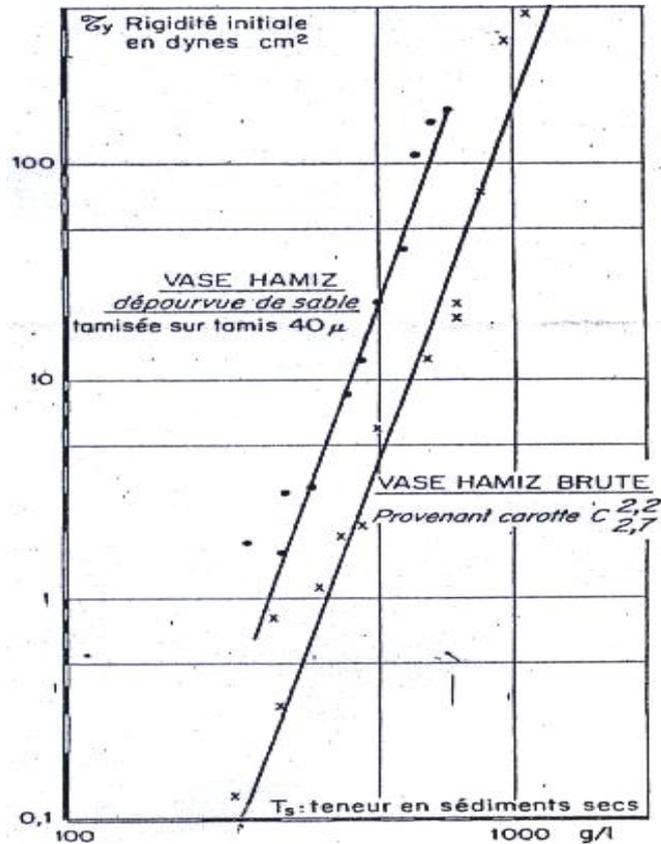


Figure N°V.6 Variation de la rigidité initiale des vases en fonction de la teneur en sédiment sec (VALEMBOIS J. et MIGNIOT C. 1975)

Cette rigidité (τ_y , en N/m^2) varie rapidement avec la concentration (T_s) en particule solide. Pratiquement, pour les vases du Hamiz

$$\tau_y \neq n T_s^4$$

T_s est la masse de sédiments secs contenus dans la mixture en (kg/m^3 ou en g/l)

n est un facteur qui dépend du complexe sol-eau et varie entre $3,6 \cdot 10^{-11}$ pour une vase parfaitement pure et $0,8 \cdot 10^{-11}$ si cette vase contient des éléments sableux.

V.5 Sismicité de la zone d'étude

Comme la zone d'étude se trouve dans la cote Nord de l'Algérie, cette dernière se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Elle est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasiennne, au Nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région.

A cet effet, le barrage de Hamiz est, en fait, exposé aux des séismes fréquents qui ne cessent de frapper la cote Nord du pays.

V.6 Caractéristiques de l'oued d'El Hamiz en aval du barrage

Les matériaux dans la retenue dont une description sommaire vient d'être donnée, devront, une fois érodés et rejetés à l'aval du barrage, parcourir une distance de plus de 32 km pour atteindre la mer. La connaissance des caractéristiques de l'oued dans cette zone est nécessaire pour aborder la modélisation de l'écoulement et du transport des sédiments dans les différents tronçons.

V.6.1 Profil en long

Le profil en long est la représentation exhaustive de la morphologie de l'oued selon son axe. Il fait apparaître les distances partielles, les distances cumulées, les altitudes, les pentes et les méandres.

En effet, la différence de niveau entre le barrage et la mer atteint 130 m, donnant une pente moyenne de 3,5 pour mille. Cette pente décroît graduellement de l'amont vers l'aval, passant de $6,5 \cdot 10^{-3}$ sur les 13 premiers kilomètres à $2,8 \cdot 10^{-3}$ sur les 7 kilomètres suivants et 1, sur le tronçon terminal.

V.6.2 Profil en travers et morphologie des différents secteurs

Le profil en travers est la représentation des coupes transversales du cheminement. Dans le cadre de notre étude, nous avons établi 16 profils en travers. Le choix de la position du profil se fait en prenant en considération la variation de la pente et le risque d'inondation exposé.

En associant aux pentes de l'oued El Hamiz ses caractéristiques morphologiques, on peut en fait distinguer quatre secteurs où le processus de l'écoulement peut être différents (Figure 8)

V.6.2.1 Du barrage à Fondouk

L'oued représente un lit majeur de 10 à 20 m de largeur entaillée dans des dépôts anciens, la vallée s'élargit ensuite progressivement vers l'aval. Les fonds sont tapissés d'éléments à granulométrie dispersée contenant des graviers et de gros galets.

V.6.2.2 De Fondouk à Hamadi

Bien que la pente du profil en long reste forte ($5 \cdot 10^{-3}$), le lit de l'oued s'élargit considérablement et peut atteindre 100 m de largeur. Dans cette partie, on ne retrouve pas de traces de creusement dans d'anciens dépôts et les fonds sont pavés de gros éléments apportés et déposés dans ce secteur au cours des crues. Il faut attendre le confluent de l'oued El Hamiz et de l'oued Berek pour que des dépôts de sable apparaissent.

V.6.2.3 De Hamadi à la route nationale 5

C'est à dire à 25 Km environ en aval du barrage, le profil de l'oued devient très calibré à l'intérieur du terrain limoneux de la Mitidja et la pente d'écoulement diminue considérablement (1 à $1,5 \cdot 10^{-3}$). La largeur du lit majeur est voisine de 20 m avec une profondeur de 5 m environ et de nombreux méandres apparaissent. Les galets et graviers sont de plus en plus rares et les sables fins, mélangés quelques fois à des limons, apparaissent.

V.6.2.4 De la route nationale 5 à la mer

Le profil de l'oued très encaissé, les fonds sont constitués uniquement d'éléments fins et les berges couvertes d'une végétation intense, la pente des fonds atteint $2,4 \cdot 10^{-3}$ après le confluent avec l'oued Bourea.

Les caractéristiques de ces secteurs seront exploitées pour la conception du modèle géométrique de la zone inondable.

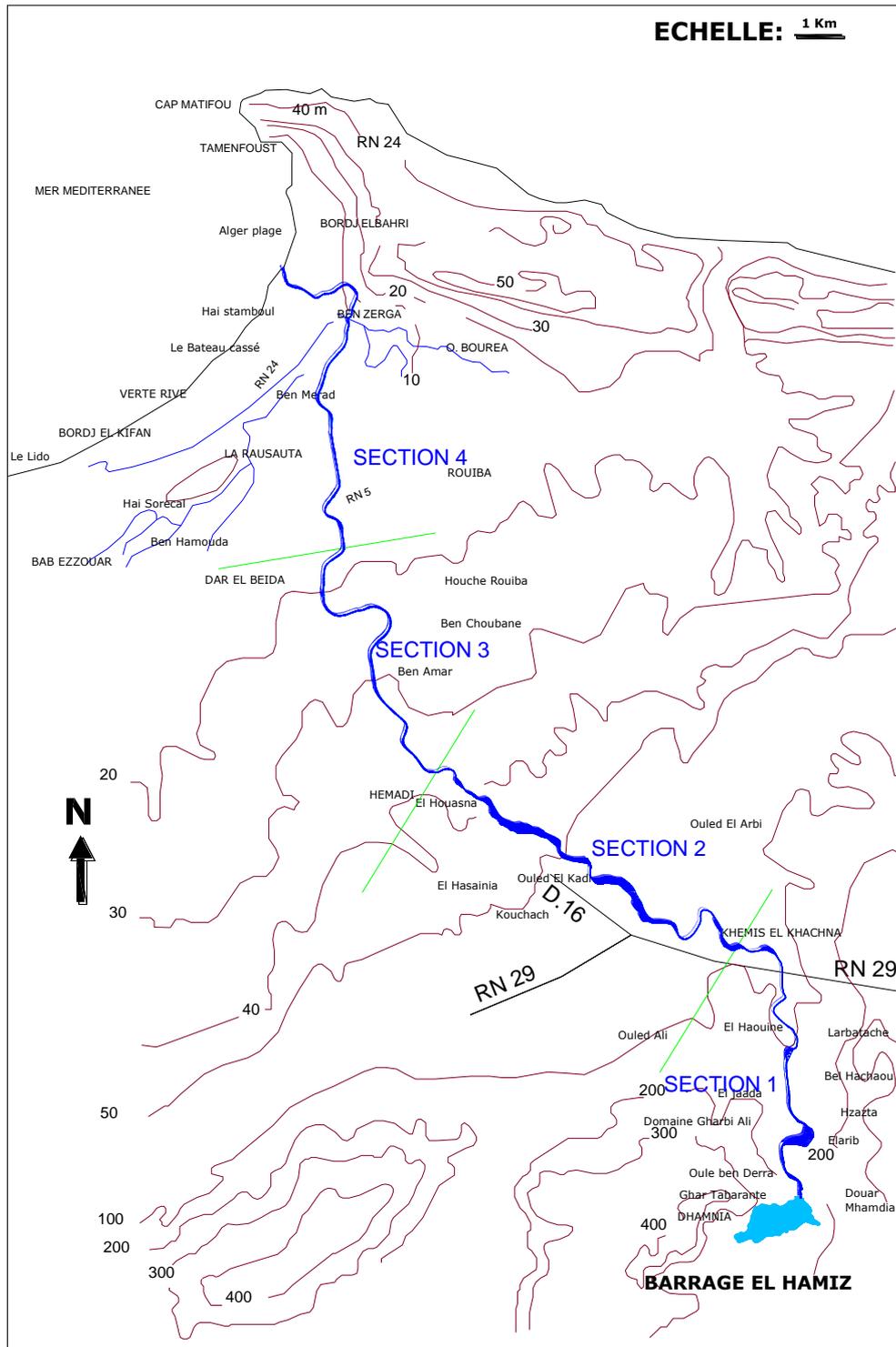


Figure N° V.7 Les différents secteurs de l'oued El Hamiz

V.7. MODELISATION DE LA PROPAGATION DE L'ONDE DE RUPTURE

V.7.1 Prévion de la propagation de la crue de rupture

La simulation de la propagation de l'inondation en aval de la brèche utilise les connaissances sur la formation de la brèche comme données d'entrée du calcul de propagation.

La description du processus de formation de la brèche est alors prévue à l'avance, et prise en compte sous forme de fichiers d'entrée : (CETE méditerranée, 2005)

- des conditions hydrauliques au cours du temps (limnigramme ou hydrogramme en limite amont matérialisée par la trace en plan de la future brèche, conditions initiales)
- des paramètres géométriques (maillage de la digue).

Certains modèles intègrent un module de calcul de formation de la brèche, et / ou la formalisation des données d'entrée du module de propagation de manière automatique (pas d'arrêt et reprise manuelle du calcul). Dans ce dernier cas, ceci signifie simplement que les transformations des paramètres ont été programmées à l'avance dans un fichier de commande et que la reprise du calcul en cours de simulation est automatique.

Les modèles 1D sont privilégiés pour l'étude de la rupture de barrages parce que le linéaire à prendre en compte est très important, ce qui rend les modèles 2D difficiles, voire impossibles à utiliser. D'autre part, la situation des barrages est souvent telle qu'une seule direction privilégiée est à considérer pour la propagation en aval de la brèche (vallées encaissées).

V.7.2 Construction du modèle du site

Dans le cadre de cette étude qui traite une grande longueur de la vallée principale (32 km), il est particulièrement intéressant de recourir aux différents traitements numériques de l'information géographique. Ce traitement a pour objectif la construction du modèle numérique des surfaces de terrains potentiellement touchées.

V.7.2.1 Modélisation de la retenue

Afin de pouvoir étudier l'écoulement dans la retenue pendant la vidange de cette dernière ainsi que la mise en mouvement de la vase, nous avons exploité la courbe surface- hauteur de la retenue

pour ressortir une relation en progression polynomiale entre la hauteur d'eau et la surface correspondante avec un coefficient de détermination de $R^2 = 99.5 \%$.

En effet cette relation a pour forme:

$$H = -0.0082*S^4 + 0.192*S^3 - 1.2248*S^2 + 4.4291*S \dots\dots\dots (V.1)$$

H: hauteur d'eau dans le barrage en mètre

S: superficie de la retenue en Hectare

V.7.2.2 Modélisation de la vallée

La modélisation de la vallée comprend 6 étapes essentielles et indissociables.

V.7.2.2 .1 La délimitation du domaine à recouvrir

Le domaine à recouvrir s'étend du barrage de Hamiz jusqu'à la mer méditerranéenne en franchissant la route nationale N°5.

V.7.2.2.2 Recherche et importation des cartes d'état major

Pour ce faire, nous avons consulté l'institut national de la cartographie et de la télédétection (INCT), qui nous a fourni les cartes d'état major abritant la zone d'étude. En effet, pour assurer une meilleure finesse du modèle, nous avons utilisé 4 cartes avec une échelle de 1/25000.

V.7.2.2.3 Digitalisation des cartes

Après avoir scanné les cartes, une digitalisation est nécessaire pour reconstituer les courbes de niveau, la forme de la vallée et par conséquent le modèle numérique du terrain.

V.7.2.2.4 Positionnement du profil en long

Le profil en long est tracé suivant l'axe de l'oued El Hamiz (cf. 6.1), il contient les paramètres nécessaires au calcul de la propagation de l'onde de rupture.

V.7.2.2 .5 Positionnement des profils en travers

Selon la morphologie du site, il y a lieu de distinguer 4 secteurs (cf. 6.2). Ces secteurs sont subdivisés en 14 parties. Soit 15 profils en travers donnant une schématisation plus au moins grossière de la vallée.

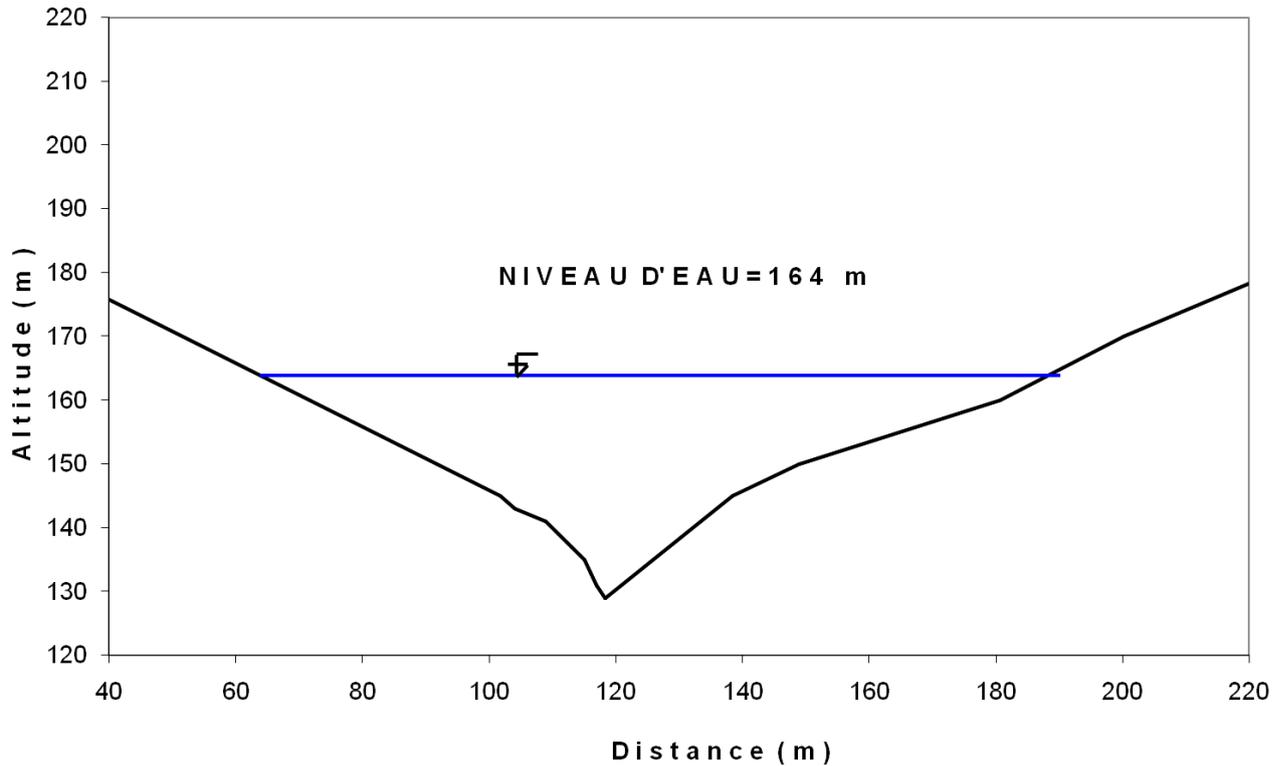


Figure N° V.8 Profil en long de la digue

V.7.2.2.6 Modélisation des profils en travers

Afin de calculer les paramètres hydrauliques et sédimentologiques au niveau de chaque profil en travers, nous avons tracé les courbes: largeur en fonction de la hauteur. L'exploitation de ces courbes par la méthode des progressions polynomiales nous a permis de ressortir une relation reliant la hauteur à la largeur correspondante avec un coefficient de détermination de 99 %.

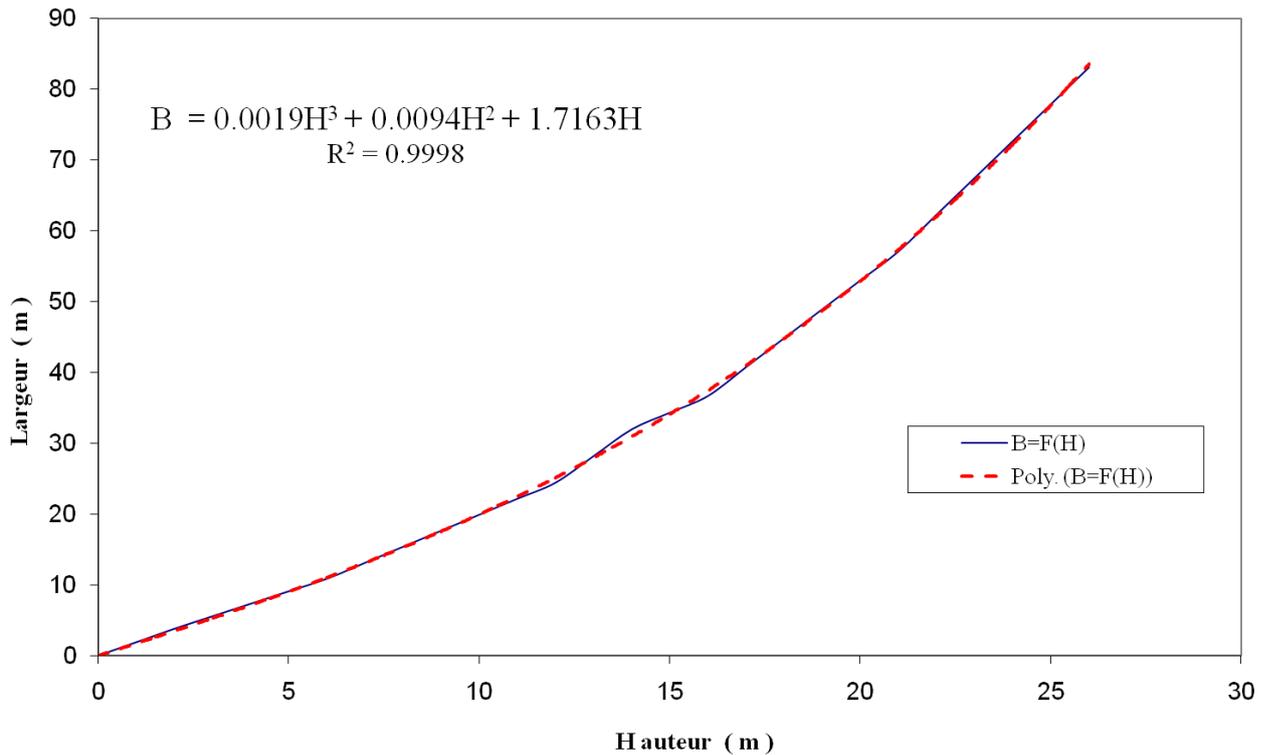


Figure N°V.9 Courbe hauteur- largeur de la future brèche

V.8 MODELISATION DU PROCESSUS DE RUPTURE

V.8.1 Estimation du débit Max de la brèche

Les travaux théoriques de RITTER (1892), supposant une retenue infinie et une rupture instantanée, donne une première estimation du débit maximal de la brèche:

$$Q_{\max} = 0,92Lh_0^{1,5} \dots\dots\dots (V.2)$$

V.8.2 Hydrogramme de rupture de l'ouvrage

Pour pouvoir tracer l'hydrogramme de rupture il y a lieu de considérer les hypothèses suivantes:

- la rupture est provoquée suite à un séisme,
- le séisme provoque l'effacement complet du barrage,
- la rupture du barrage est instantanée,
- l'ouverture max de la brèche se développe dans 9 minutes,

- l'hydrogramme de rupture est triangulaire dont le temps de montée est égal au temps nécessaire pour que l'ouverture de la brèche soit maximale,
- le débit max de rupture est obtenu à l'ouverture max de la brèche,
- le temps de décrue est le temps nécessaires pour la vidange totale du volume restant dans la retenue.
- la bathymétrie de la retenue est supposée plate.

A partir de ces hypothèses, nous calculons l'hydrogramme de rupture qui reste une schématisation très simplifiée du phénomène et ce, pour simplifier les calcul de simulation de l'écoulement en aval du barrage.

V.8.3 Modélisation de l'hydrogramme de rupture

Étant donné que la forme de l'hydrogramme est triangulaire, son exploitation par voie de modélisation est très commode surtout que ce dernier se scinde en deux parties distinctes:

- **La montée:** la durée de cette partie représente le temps nécessaire pour que l'ouverture de la brèche soit maximale, et par conséquent on enregistre le débit max.
- **La décrue:** la durée de cette partie représente le temps nécessaire pour la vidange totale du volume d'eau restant dans de la retenue.

La surface de l'hydrogramme de rupture représente le volume d'eau stocké dans la retenue avant la rupture.

V.8.4 Calcul du volume d'eau restant dans la retenue

En exploitant l'hydrogramme de rupture, nous pouvons calculer le volume d'eau restant dans la retenue au cours de la vidange de la retenue.

V.8.5 Modélisation de la hauteur d'eau dans la retenue

La modélisation par la méthode des régressions polynomiales de la courbe Capacité hauteur du barrage nous a permis de ressortir une relation entre la hauteur d'eau et le volume correspondant avec un coefficient de détermination de 99,7%. Elle est sous forme:

$$H = -0.0041*V^4 + 0.1504*V^3 - 1.9223*V^2 + 11.296*V \dots\dots\dots (3)$$

H: la hauteur d'eau dans le barrage en m

V:le volume d'eau dans le barrage en Mm3

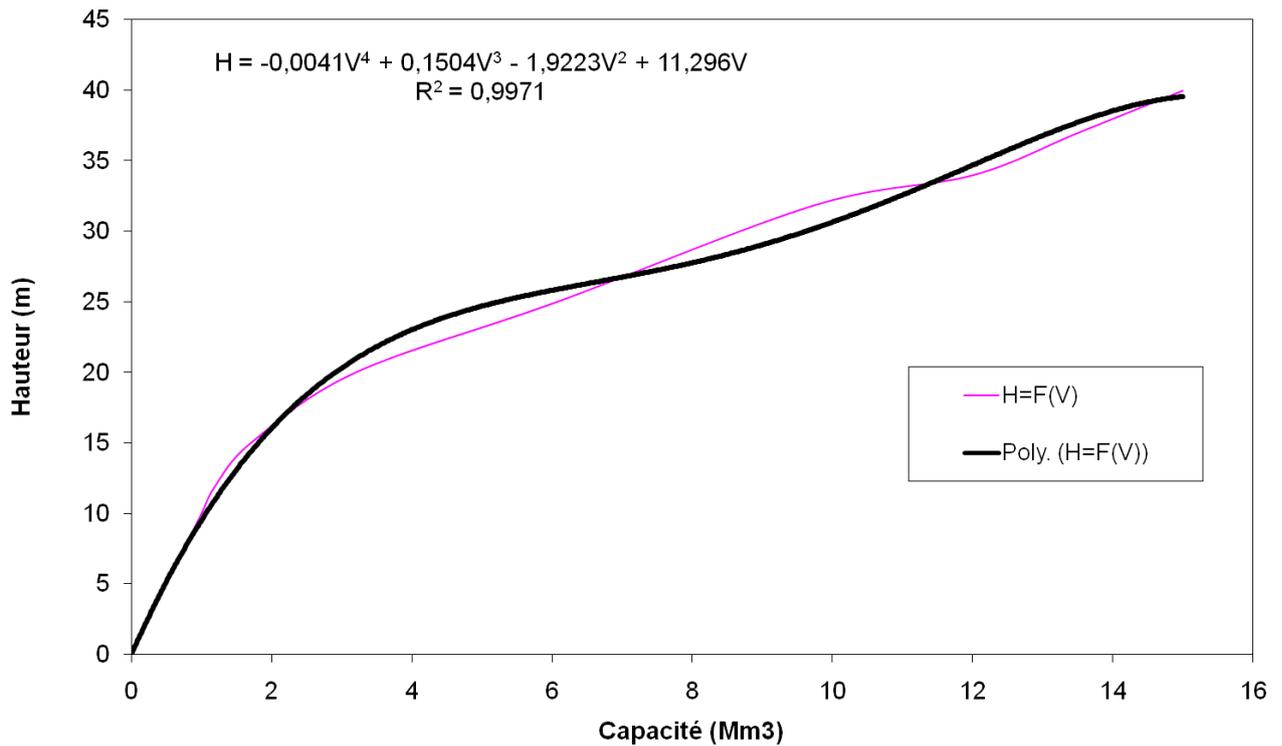


Figure N° V.10 Courbe hauteur volume de la retenue

A partir de cette relation nous calculons les hauteurs d'eau instantanées dans le barrage au cours de la rupture.

V.8.6 Estimation du débit solide érodé dans la retenue

V.8.6.1 Modélisation de la surface érodée

L'exploitation de la courbe surface hauteur du barrage avec la méthode des régressions polynomiales nous a permis de ressortir la relation liant la surface de la retenue avec la hauteur. Elle est sous forme:

$$S = 0.00002 \cdot H^4 - 0.00137 \cdot H^3 + 0.02066 \cdot H^2 + 0.36147 \dots \dots \dots (V.4)$$

$$R^2 = 99,2\%$$

H: hauteur d'eau dans le barrage en mètre

S: superficie de la retenue en Hectare

V.8.6.2 Evaluation des contraintes de cisaillement

L'évaluation des contraintes de cisaillement locales se fait suivant l'hypothèse de l'écoulement permanent tangent:

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot J_f \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec:

J_f : pente de frottement

Les contraintes de cisaillement dans la retenue sont fonction de la hauteur d'eau dans cette dernière, les contraintes max sont au niveau de la brèche.

8.6.3 Calcul du débit solide érodé

Le débit solide érodé par unité de surface se calcule par la formule de MEYER-PETER-MÜLLER (1948) comme suit :

:

$$q_s = \lambda \left(\frac{\tau_0}{\tau_{cr}} - 1 \right)^n \quad \text{si } \tau_0 > \tau_{cr} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec:

$$n = \frac{3}{2}$$

$$\lambda = 8 \sqrt{(s-1) g d_s^3 (\tau_{*cr})^{3/2}} \quad \text{et} \quad (\tau_{*cr} \text{ à déterminer d'après le graphe de Schields})$$

$$\tau_{cr} = \rho_e (s-1) g d_s^3 \tau_{*cr}$$

Le débit solide total est obtenu en multipliant le débit solide unitaire par la surface érodée. Cette dernière est la différence entre la surface initiale (avant rupture) et la surface calculée à l'instant t

V.8.7 Modélisation de l'écoulement

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. On écrit cette formulation de Saint venant sous la forme d'un système de deux équations, l'une représente la conservation de la masse du fluide, l'autre, la conservation de sa

quantité de mouvement. Ces conservations supposent une distribution verticale de pression hydrostatique de même que des vitesses verticales nulles et des accélérations verticales faibles. Leur validité se limite aux variations assez lentes dans l'espace et dans le temps. Les vitesses locales calculées sont horizontales et représentent une estimation moyenne sur la profondeur.

Si on néglige les vitesses transversales par rapport aux vitesses longitudinales et omettre les différences de niveau d'eau transversales, ces équations intégrées sur la dimension transversale pourront se réduire à une forme unidimensionnelle ou filaire. Le calcul en unidimensionnel signifie en pratique, qu'on simplifie davantage les données de calcul. La propagation de l'écoulement se fait le long de l'axe de la vallée.

La résolution des équations de Saint Venant donne l'évolution de la cote d'eau $Z(t)$ et du débit $Q(t)$ en fonction de la distance longitudinale x et du temps t .

Les équations de Saint Venant peuvent être écrites de la manière suivante:

L'équation de la continuité exprime la conservation de masse du fluide

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (V.7)$$

L'équation dynamique exprime l'équilibre entre les forces motrices (pente et inertie)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{S} \right) + gS \frac{\partial z}{\partial x} + gS J_f = 0 \dots\dots\dots (V.8)$$

Où $B(z)$ et $S(z)$ sont respectivement la largeur du plan d'eau et l'aire de la section mouillée.

Ce sont donc des fonctions de la géométrie de la section d'écoulement. g est l'accélération de la gravité. α est le coefficient de Boussinesq qu'est pris égal à 1.

J_f est le gradient longitudinal d'énergie qui résulte des forces résistantes de frottement.

En écoulement graduellement varié (c'est à dire dans le domaine de validité des équation de Saint Venant), on utilise les des relations empiriques pour l'expression de la dissipation d'énergie. Dans notre cas on utilise la formule de Manning Strickler.

$$J_f = \frac{Q|Q|}{K^2}$$

K est la débitance, exprime la qualité intrinsèque de la section à laisser couler l'eau. Cette variable dépend donc de la géométrie et des propriétés de frottement entre la veine fluide et les parois.

La formule de Strickler fait intervenir la débitance K de la section hydraulique

$$K = k_{str} \cdot A \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (V.9)$$

Où

- A(z) est l'aire de la section mouillée,
- R_h(z) est le rayon hydraulique,
- K_{str} est le coefficient de rugosité de Strickler.

V.8.8 Méthodes de résolution des équations de SAINT VENANT

V.8.8.1 Méthode des éléments finis

Le principe de cette méthode consiste à subdiviser la région d'étude en un ensemble de sous-domaines ou éléments délimités par des noeuds. Dépendamment de la dimension du problème et de ses caractéristiques physiques, plusieurs sortes d'éléments (linéaires, triangulaires, quadratiques ou cubiques) peuvent être envisagés. Cette méthode utilise une approche intégrale (fonctions continues) pour résoudre les équations différentielles. L'approche variationnelle et l'approche des résidus pondérés (Galerkin ou collocation) peuvent être utilisées à cette fin. Les variables dépendantes sont ainsi approximées par des fonctions d'interpolation de base (linéaires, triangulaires, quadratiques ou cubiques) et l'expression intégrale doit être développée pour chaque élément en fonction de tous ses noeuds. Ce développement combiné à des conditions aux limites appropriées nous donne une série d'équations différentielles linéaires (ou équations algébriques) de premier ordre dépendant du temps. La résolution de ces équations se fait ensuite par différences finies en ce qui concerne la discrétisation temporelle. L'avantage de cette méthode consiste en sa robustesse (capacité de tenir compte des géométries irrégulières complexes) et en sa précision

élevée. Son principal inconvénient réside dans le concept théorique de base qui n'est pas à première vue intuitif. Cette méthode présente aussi une certaine difficulté dans la programmation et dans la modification des données d'entrée. La dispersion numérique reste toujours un problème inévitable qui limite l'utilisation de la méthode sous certaines conditions.

V.8.8.2 Méthode des différences finies

Traditionnellement, c'est la méthode la plus utilisée. Elle consiste à discrétiser le domaine d'étude en blocs ou mailles (de forme carrée ou rectangulaire), identifiés par des points ou noeuds. Son principe est simple et consiste à remplacer l'équation différentielle en chaque noeud par une série d'équations algébriques de différences finies issues du développement en séries de Taylor (généralement d'ordre 2). Cette méthode a l'avantage d'être de conception théorique facile à comprendre et les données d'entrée sont faciles à manipuler. Son inconvénient réside dans la difficulté à représenter des domaines de géométries irrégulières et complexes et dans la possibilité d'engendrer de la dispersion numérique. Bien que ce phénomène puisse être atténué par une discrétisation spatiale et temporelle plus fine, cette solution risque toutefois de s'avérer coûteuse en temps de calcul.

V.8.9 Schéma de résolution des équations de SAINT VENANT

Il y a deux grandes catégories de schémas numériques utilisés pour résoudre les équations de Saint-Venant :

V.8.9.1 Schéma explicite

Dans lesquelles les variables d'état au temps $t+dt$ sont exprimées explicitement en fonction des mêmes variables au pas de temps t précédent.

V.8.9.2 Schéma implicite

Dans lesquelles les variables d'état au temps $t+dt$ sont liées aux mêmes variables au pas de temps t précédent par l'intermédiaire d'une équation (linéaire ou non, non-linéaire dans le cas de Saint-Venant) qu'il faut résoudre avec une méthode adaptée.

V.8.10 Choix du schéma de discrétisation

En général, les schémas explicites sont contraints par des critères de stabilité qui conduisent à imposer des petits pas de temps (condition du nombre de Courant) alors que les schémas

implicites permettent le plus souvent de s'en affranchir (schémas dits « inconditionnellement » stables).

En outre, les schémas implicites sont plus lourds à programmer et plus coûteuses à chaque pas de temps que les méthodes explicites, mais comme elles demandent moins de pas de temps, elles sont globalement sensiblement plus économiques.

De ce fait, nous allons discrétiser les équations de Saint Venant selon la méthode des différences finies en schéma implicite.

V.8.11 Discrétisation des équations de SVT

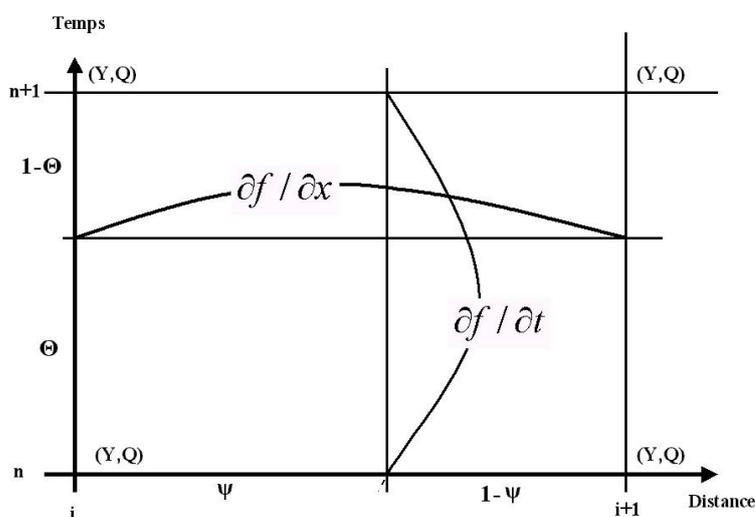


Figure N° V.11 Schéma implicite de Preissman

Pour discrétiser les équations SVT, on utilise une méthode de différences finies basée sur le schéma implicite de Preissman définie par les règles suivantes:

Toute fonction f dans les équations différentielles de SVT est discrétisée comme suit:

$$f = \theta[\psi f_i^{n+1} + (1 - \psi)f_{i+1}^{n+1}] + (1 - \theta)[\psi f_i^n + (1 - \psi)f_{i+1}^n] \dots\dots\dots (V.10)$$

Rappelons que par convention $i = n + 1$, et précisons que Δx devrait en toute rigueur être noté Δx_n , le pas d'espace variant a priori dans le bief considéré.

Les dérivées en x et t sont calculées au premier ordre de la façon suivante:

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} [\theta(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}) + (1-\theta)(f_{i+1}^n - f_i^n)] \quad \dots\dots\dots (V.11)$$

Les dérivées temporelles s'écrivent:

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} [\psi(f_i^{n+1} - f_i^n) + (1-\psi)(f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n)] \quad \dots\dots\dots (V.12)$$

La discrétisation donne un poids égal aux deux points de calcul successifs i et $i+1$ aux extrémités du tronçon fluvial ($\psi = 0,5$)

Le choix du coefficient θ se fera en rapport à la stabilité du modèle.

La discrétisation des équations Saint Venant- Exner (voir Annexe) entre la section i et $i+1$ produit trois équations linéaires:

$$CG.\Delta Q_{i+1} + CH.\Delta h_{i+1} = CI.\Delta Q_i + CJ.\Delta h_i + CK \quad \dots\dots\dots (V.14)$$

$$CL.\Delta Q_{i+1} + CM.\Delta h_{i+1} = CN.\Delta Q_i + CO.\Delta h_i + CP \quad \dots\dots\dots (V.15)$$

$$C'G'\Delta Q_{s_{i+1}} + C'H'\Delta Z_{i+1} = C'I'\Delta Q_{s_i} + C'J'\Delta Z_i + C'K' \quad \dots\dots\dots (V.20)$$

où: CG, CH, CI, CJ, CK, CL, CM, CN, CO, CP, C'G', C'H', C'I', C'J', C'K' sont des coefficients à calculer à partir des valeurs connues à l'instant du temps n .

V.8.12 Les conditions initiales

Au début du calcul, les conditions initiales nécessaires pour le calcul de la surface libre de l'écoulement qui sont les débits et les hauteurs à chaque point de la grille doivent être connues. Pour notre cas, avant la rupture de l'ouvrage (c'est à dire à l'instant $t=0$), nous considérons qu'il y a un débit liquide faible qui coule dans la vallée qui génère une fine lame d'eau.

V.8.13 Les conditions aux limites

Dans le domaine I, l'écoulement dans le réservoir est sub-critique, de ce fait, la condition aux limites amont est l'hydrogramme de rupture. La condition aux limites à l'aval est l'hydrogramme observé à l'aval du barrage.

Les conditions aux limites s'écrivent dans leur généralité sous la forme:

$$R\Delta Q + S\Delta Z = T$$

Soit encore:

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 X_1 = e_1 \\ d_{im} X_{im} = e_{im} \end{array} \right\} \left(\begin{array}{l} \text{pour la limite amont} \\ \text{pour la limite aval} \end{array} \right) \dots\dots\dots (V.21)$$

(où d_1 et d_{im} sont des vecteurs ligne, e_1 et e_{im} des scalaires, et im le nombre de point de calcul).

Pour résoudre ce système, on n'emploie pas de méthode universelle de résolution s'appliquant à tout système, mais on emploie sa structure en utilisant la méthode de double balayage.

V.8.14 Etude de la stabilité numérique pour la phase liquide

La stabilité numérique est directement associée avec la méthode implicite de calcul. Le schéma implicite en différences finies de Preisman est stable si le nombre de Courant est inférieur à 1

$$C_n = \frac{\text{Max}(|v| + \sqrt{gh})}{\Delta x / \Delta t} \leq 1$$

C_n : le nombre de Courant de l'écoulement.

$\text{Max}(|v| + \sqrt{gh})$: représente la valeur max sur la gamme entière des points de la grille de calcul

Où :

Δx : le pas d'espace $\Delta x = L/N$.

Δt : le pas de temps $\Delta t = \Delta X / \text{Max}(|v| + \sqrt{gh})$

N : nombre de section de calcul.

V.9 Modélisation du transport des sédiments dans la vallée

Après avoir trouvé la solution de la phase liquide, on évalue maintenant le transport des sédiments induits par cet écoulement (TINGSANCHALI T. et CHINNARASRI C., 2001).

Le transport des sédiments peut être calculé par l'équation de continuité solide (l'équation d'EXNER): on considère généralement que le débit solide est égal à la capacité de transport.

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-P_r).B_s} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0: \dots\dots\dots (V.26)$$

où

- p est la porosité du matériel formant les sédiments.

Le débit solide transporté par unité de largeur se calcule par la formule de MEYER-PETER-MÜLLER (1948):

$$q_s = \lambda \left(\frac{\tau_0}{\tau_{cr}} - 1 \right)^n \quad \text{si } \tau_0 > \tau_{cr}$$

Avec:

$$\tau_0 = \gamma \cdot h \cdot J_f$$

$$J_f = \frac{Q|Q|}{K^2}$$

$$Q_s = q_s \cdot B$$

$$n = \frac{3}{2}$$

$$\lambda = 8\sqrt{(s-1)gd_s^3} (\tau_{*cr})^{3/2} \quad \text{et} \quad (\tau_{*cr} \text{ à déterminer d'après le graphe de Shields})$$

$$\tau_{cr} = \rho_e (s-1)gd_s^3 \tau_{*cr}$$

s: la densité du matériau transporté

V.9.1 Etude de la stabilité numérique de la phase solide

La condition de stabilité numérique du modèle est donnée par DE VRIES (1987) comme suit (TINGSANCHALI T. et CHINNARASRI C., 2001):

$$\mu^2 < \psi < 1$$

$$\text{où } \mu = c_3 \Delta t / \Delta x \quad \dots\dots\dots (V.29)$$

μ = le nombre de Courant de transport des sédiments

c_3 = célérité de fond d'un système adimensionnel, il est donné par (DE VRIES, 1987) comme suit:

$$c_3 = \frac{u}{h(1-Fr^2)} \frac{dq_s}{du} \quad \dots\dots\dots (V.30)$$

u: vitesse de l'écoulement

h: profondeur de l'écoulement

Fr: nombre de Froude $Fr = \frac{u}{\sqrt{gh}}$ (V.31)

q_s : débit solide par unité de largeur.

La condition initiale est de donner le niveau initial du lit des sédiments. La condition aux limites à l'amont est donnée par la formule du débit solide.

V.10 Organigramme de résolution

L'organigramme de résolution est la transcription sous forme de symboles graphiques des différentes étapes de calcul contenues dans l'algorithme. Il permet d'avoir une vue générale sur la conception du programme et limitera énormément les erreurs de programmation.

L'organigramme fera apparaître clairement:

- Les données initiales;
- Les corps des différents sous programmes;
- les boucles;
- les branchements simples;
- les tests de branchements conditionnels;
- les résultats finaux.

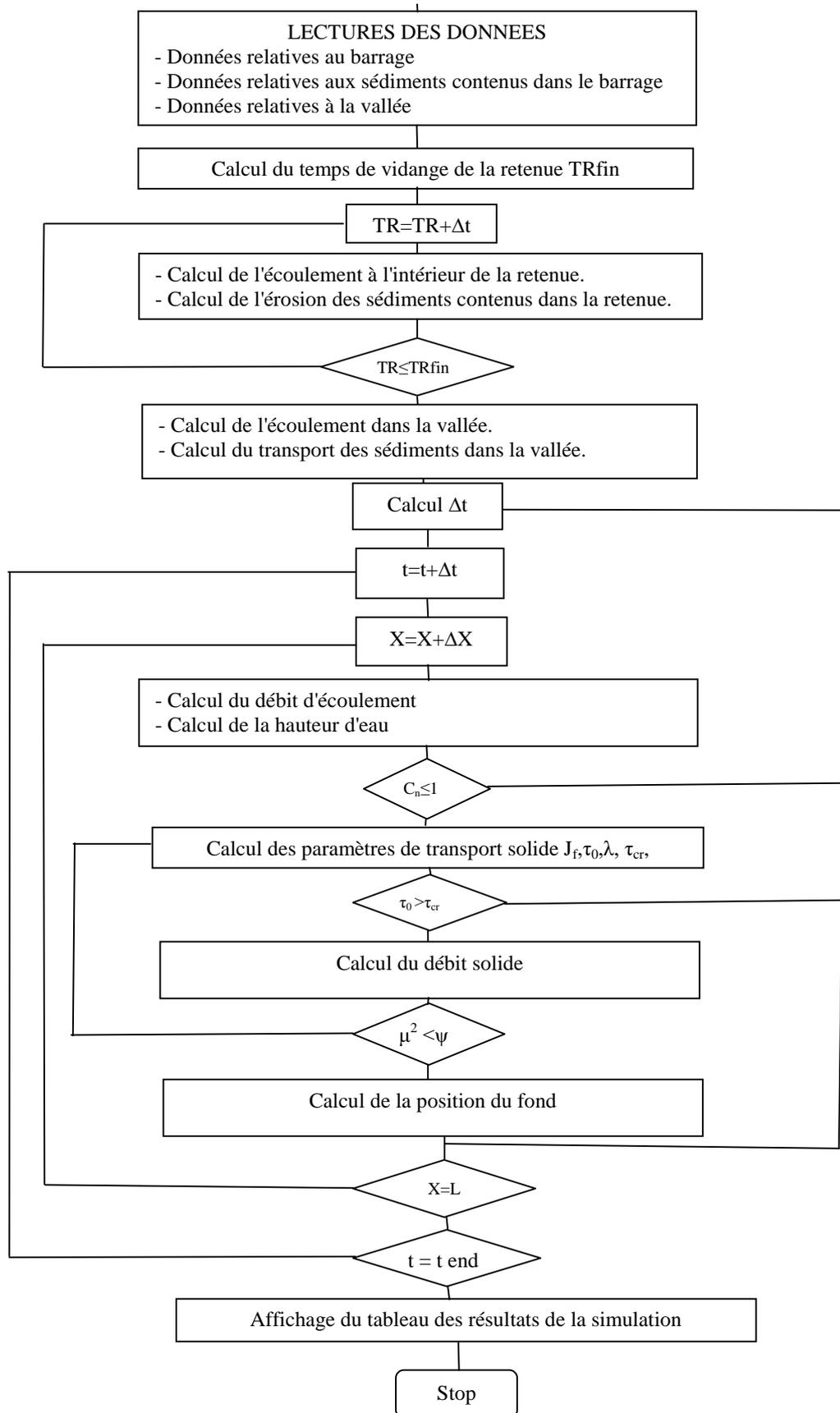


Figure N°V.12 Organigramme de simulation de l'écoulement et du transport des sédiments dus à la rupture du barrage.

V.11 Mise en programmation du modèle

L'avènement de l'informatique a eu un effet positif sur les utilisateurs des méthodes numériques. En effet l'ordinateur a réduit considérablement les temps de calcul et a augmenté les précisions des résultats obtenus. De nos jours, la mise en oeuvre des méthodes de calcul numérique sous entend automatiquement l'utilisation d'outils informatiques et particulièrement un langage de programmation.

V.11.1 Choix du langage de programmation

Le développement du calcul scientifique et l'amélioration des processeurs d'ordinateurs sont accompagnés par une diversité de langage de programmation tel que APL, Pascal, Basic, Fortran, C, MATLAB, SCILAB, JAVA,...etc. Ces langages sont à la portée de publics divers, ils essayent de répondre aux exigences de la demande croissante en calcul et de la mise en forme.

Un calcul scientifique par sa nature appelle le langage à utiliser. Le meilleur des langages répondant à cet appel doit satisfaire les spécifications du problème en question par le respect des critères suivants :

- Simple et totalement claire de toute ambiguïté ;
- Expressif ; caractérisé par la facilité de programmer les tâches courantes ;
- Pratique ; que le compilateur traduit facilement en langage machine la syntaxe éditée ;
- Adaptable au calcul numérique de précision.

Vue nos modestes connaissances dans le domaine de la programmation et vue la disponibilité de la documentation, nous ne trouvons pas mieux que le Fortran en sa forme 90. Notons que plusieurs codes sources de logiciel ont été édités en langage Fortran, exemple du HEC6 qui est un logiciel de transport sédimentaire et le CHARIMA un autre logiciel de transport.

V.11.2 Elaboration d'un programme

Un programme Fortran nécessite trois types de fichiers pour son élaboration :

- Les fichiers source (extension .FOR, .F90 sous MS-DOS ou WINDOWS, .f sous UNIX)
- Les fichiers objet (extension .OBJ sous MS-DOS, .O sous UNIX)

- Le fichier exécutable (extension .EXE sous MS-DOS ou WINDOWS, défini par l'utilisateur sous UNIX).

Le programmeur écrit le fichier source à l'aide d'un éditeur de texte de son choix. Il s'agit d'un texte clair, contenant toutes les instructions du programme. Ce fichier peut être envoyé sur une imprimante ou affiché sur l'écran. C'est ce que fait l'éditeur de texte.

Le fichier source doit ensuite être compilé, c'est à dire traduit en langage machine. C'est le rôle du compilateur. Chaque langage possède d'ailleurs un compilateur propre. Le fichier obtenu après compilation est un fichier objet, pas encore exécutable. Le fichier objet possède la particularité de pouvoir être relié à d'autres fichiers du même genre si l'utilisateur le désire.

Toute modification, correction d'un programme passe tout d'abord par la modification du fichier source. Ce fichier doit être ensuite recompilé, ce qui permet d'obtenir un fichier objet mis à jour.

Le compilateur traduit les instructions qui ont été tapées par le programmeur et produit, si aucune erreur n'a été faite, en langage machine. La traduction est placée dans un fichier objet dont le nom est identique à celui du fichier source, mais dont l'extension est cette fois .OBJ sous DOS, et .o sous UNIX.

V.12. Simulation numérique de l'écoulement du à la rupture du barrage

V.12.1 Description du programme

Le programme est conçu afin de faire la simulation de l'onde de rupture d'un barrage envasé. En plus du calcul de la ligne d'eau dans la vallée et la durée de l'inondation, il calcule l'érosion et la mise en mouvement des sédiments contenus dans la retenue. Il nous prédétermine les zones vulnérables à l'inondation et au dépôt des sédiments qui peuvent porter préjudice à l'environnement, comme il nous donne la portée de l'évacuation des sédiments selon différents diamètres dans la vallée en fonction du débit de vidange. Ainsi il nous donne les informations nécessaires sur la vitesse de propagation de l'onde de rupture et le temps de son arrivée à chaque zone dans la vallée.

V.12.2 Données nécessaires à la simulation

Pour pouvoir simuler le phénomène de rupture d'un barrage il faut disposer les données nécessaires au calcul à savoir:

V.12.2.1 Les caractéristiques de la digue

- Matériaux de la digue (béton, argile, noyau en argile avec enrochement, digue mixte,...etc.)
- Type de barrage en béton (barrage poids, barrage voûte, barrage multi-voûte, barrage à contreforts)
- La hauteur de la digue
- La longueur de la digue
- La largeur en pieds de la digue
- La largeur en crête de la digue
- La courbure de la digue
- Les parements Amont-aval de la digue
- Le nombre des voûtes
- Le nombre des contreforts
- La position de l'évacuateur de crues

V.12.2.2 Les caractéristiques de la retenue

- La courbe capacité hauteur de la retenue
- La courbe surface hauteur de la retenue
- La courbe capacité surface de la retenue
- Les levés bathymétriques effectués

V.12.2.3 Les caractéristiques des sédiments contenus dans la retenue

- La courbe granulométrique des sédiments
- La porosité des sédiments
- la densité des sédiments
- Le D50 des sédiments
- La contrainte de cisaillement adimensionnelle critique
- Vitesse de chute des sédiments en fonction de la concentration
- Variation de la rigidité initiale en fonction de la teneur en sédiment sec
- Variation de la viscosité dynamique en fonction de la teneur en sédiment

V.12.2.4 Données relatives à la formation de la brèche

- La forme de la brèche
- Le temps de formation de la brèche
- Coefficient de Strickler local

V.12.2.5 Caractéristiques de la vallée

- Le profil en long de l'oued
- Les profils en travers des sections de calcul
- Le coefficient de Strickler au niveau de chaque station de calcul
- Le niveau d'eau initial dans le cours d'eau
- Le niveau d'eau dans la dernière station (la mer)

V.12.2.6 Le pas de temps

Le choix final du pas de temps ne dépend pas seulement des critères de stabilité et convergence des méthodes numériques utilisées, il faut aussi tenir compte de la dynamique des phénomènes à capturer. Ainsi des variations rapides de niveau ou de débit devront être simulées avec un pas de temps suffisamment court.

Vu les problèmes rencontrés pour la simulation des phénomènes de grande durée, nous avons opté pour un pas de temps de une minute afin d'éviter un tel blocage du micro ordinateur.

V.12.3 Utilisation du programme

La compilation du programme écrit sur l'éditeur de texte par le logiciel Fortran ne pourra être réalisée qu'après la correction des éventuelles erreurs survenues et l'enregistrement des modifications apportées. La compilation génère un fichier sous MS-DOS exécutable même sur les machines qui ne comportent pas le logiciel Fortran. Il suffit un simple clic à l'aide de la souris sur le fichier pour lancer le programme et suivre les directives affichées.

L'introduction des données nécessaire au calcul se fait de manière interactive en respectant les spécifications de chaque type de données (unité, valeur min, valeur max,...etc.).

Des commentaires sont affichés lors de la saisie des données pour orienter l'utilisateur en cas d'erreur. Une question est posée pour confirmer la valeur introduite ou réintroduit une nouvelle valeur.

En cas d'omission des valeurs introduites, l'utilisateur ne doit pas s'inquiéter, car les données sont déjà enregistrées sur fichier texte nommé Data.

Les résultats de la simulation sont enregistrés sur des fichiers textes sous forme des tableaux avec un séparateur de valeur de type caractère "|". Ces résultats sont exploitables par tous les logiciels éditeurs des graphes. La visualisation des graphes permet une meilleure compréhension du phénomène étudié en offrant la possibilité de simuler plusieurs scénarios.

V.12.4 Application du code au cas du barrage Hamiz

La simulation de l'écoulement de la rupture du barrage se fait en prenant, comme condition initiale à l'amont, la hauteur d'eau dans le barrage, une fine lame d'eau dans la vallée est nécessaire pour assurer la stabilité numérique du code. Pour les conditions aux limites, nous avons l'hydrogramme de rupture à l'amont et le niveau de la mer en aval.

Pour le transport des sédiments, ce dernier est conditionné par la vitesse d'écoulement qu'est fonction du débit et de la pente. L'hydrogramme des sédiments obtenu à la sortie de la brèche est considéré comme condition à l'amont du transport solide. Au cours de la simulation, nous prenons en compte seulement les sédiments provenant de la retenue et nous étudierons leur transport dans la zone inondable.

V.12.5 Affichage des résultats de la simulation

Les résultats de la simulation sont affichés dans des fichiers textes afin de pouvoir exploiter les résultats sous forme de graphes.

V.13 Résultats et discussion

V.13.1 Le temps de vidange de la retenue

Le temps de vidange complet de la retenue est estimé à 32 minutes (Figure N°V.13 et V.14). Il est calculé sur la base du temps nécessaire à l'effacement complet de l'ouvrage qui correspond à la

formation de la section maximale de la brèche en 9 minutes, augmenté du temps nécessaire pour la vidange du volume restant dans la retenue, ce dernier est calculé d'après l'hydrogramme triangulaire de rupture. Le débit max est de l'ordre de $15\,355\text{ m}^3/\text{s}$.

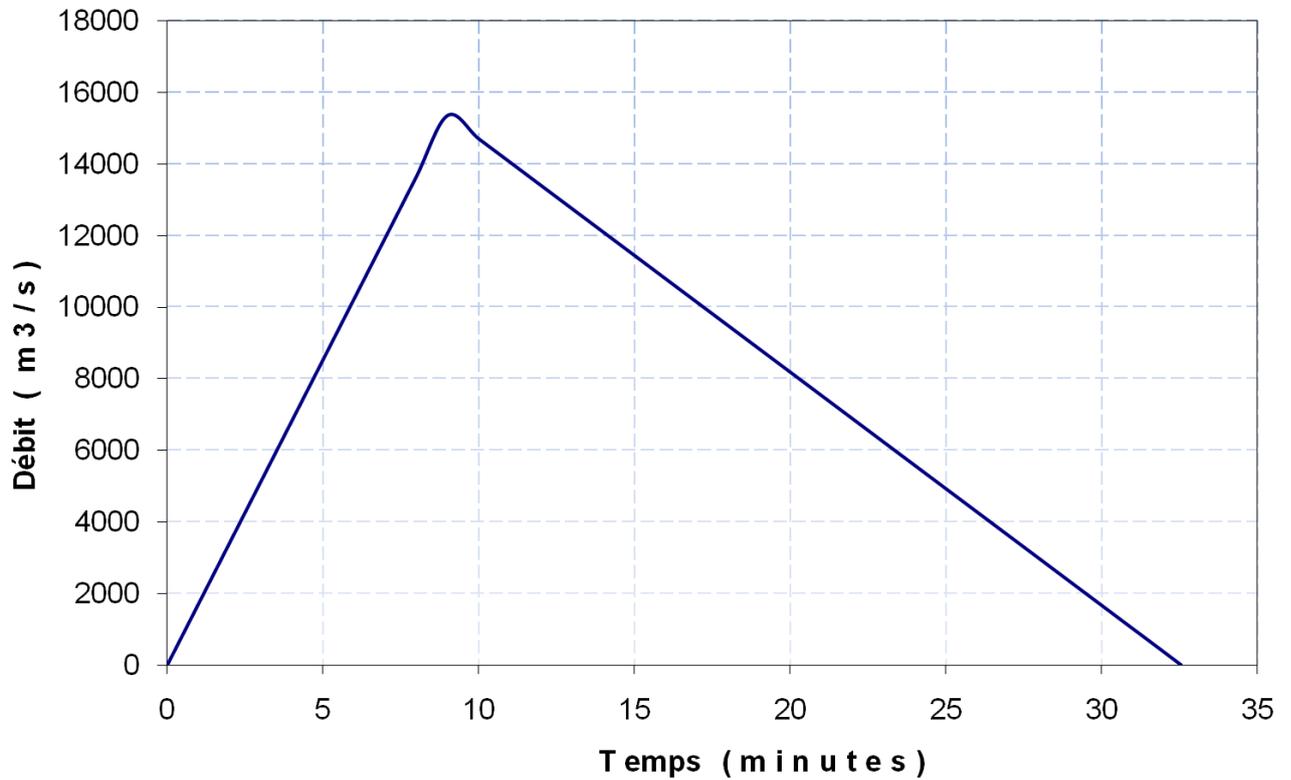


Figure N°V.13 Hydrogramme de rupture du barrage

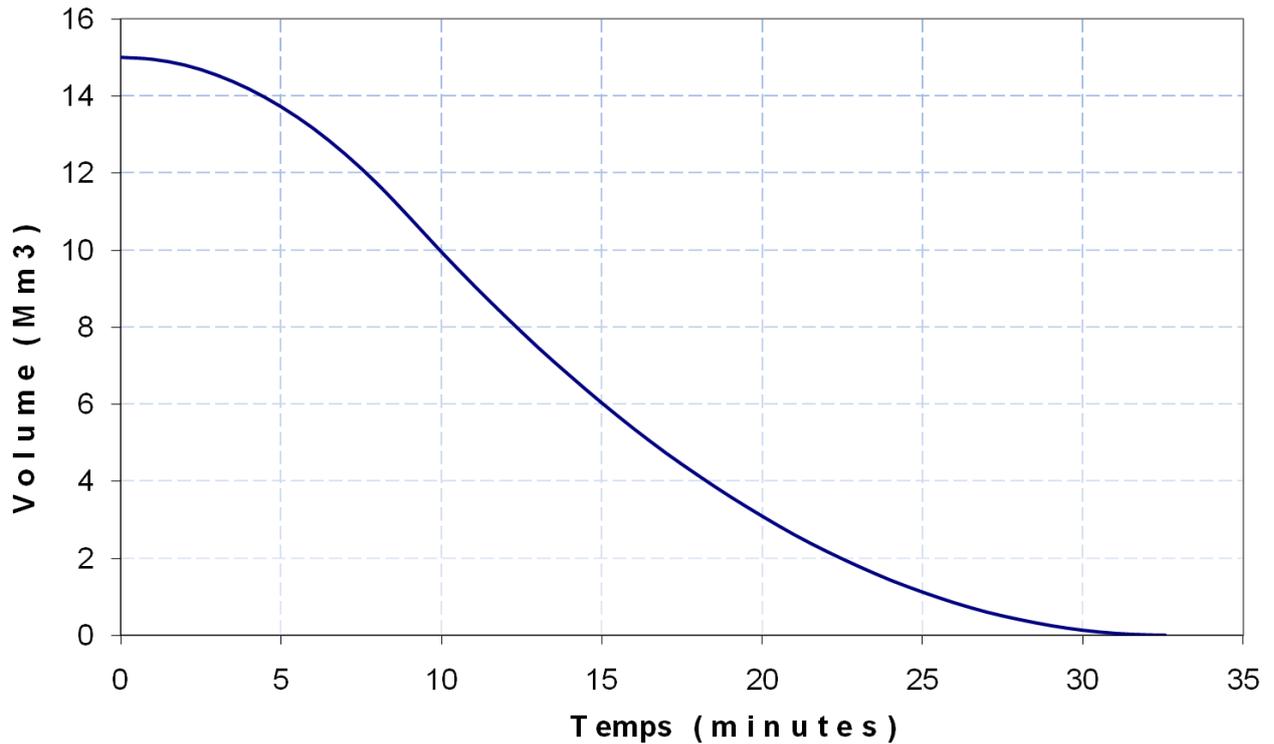


Figure N°V.14 Vidange de la retenue en fonction du temps de rupture

V.13.2 Les contraintes de cisaillement dans la retenue

La répartition des contraintes de cisaillement dans la retenue est fonction de la colonne d'eau écoulee dans cette dernière. On assiste à des valeurs de l'ordre de $1,6 \text{ kN/m}^2$ au niveau du corps du barrage, elle se décroît en allant vers l'amont. Les contraintes maximales génèrent une érosion max et par conséquent un transport intense des sédiments.

V.13.3 L'érosion en fonction du degré de consolidation des sédiments

D'après les profondeurs obtenues suite à l'érosion du fond du barrage, nous pouvons dire que les sédiments ayant un âge de plus de 50 ans présentent un taux de cohésion trop élevé ce qui minimise l'effet de la charge liquide écoulee sur ces derniers. Par contre les sédiments en phase de consolidation sont susceptibles à être mis en mouvement dès que la contrainte de cisaillement dépasse la valeur critique pour le diamètre moyen des sédiments considéré. La Figure N°V.15 représente l'évolution de l'érosion et de la remise en mouvement sédiments de différents diamètres en fonction du temps de vidange.

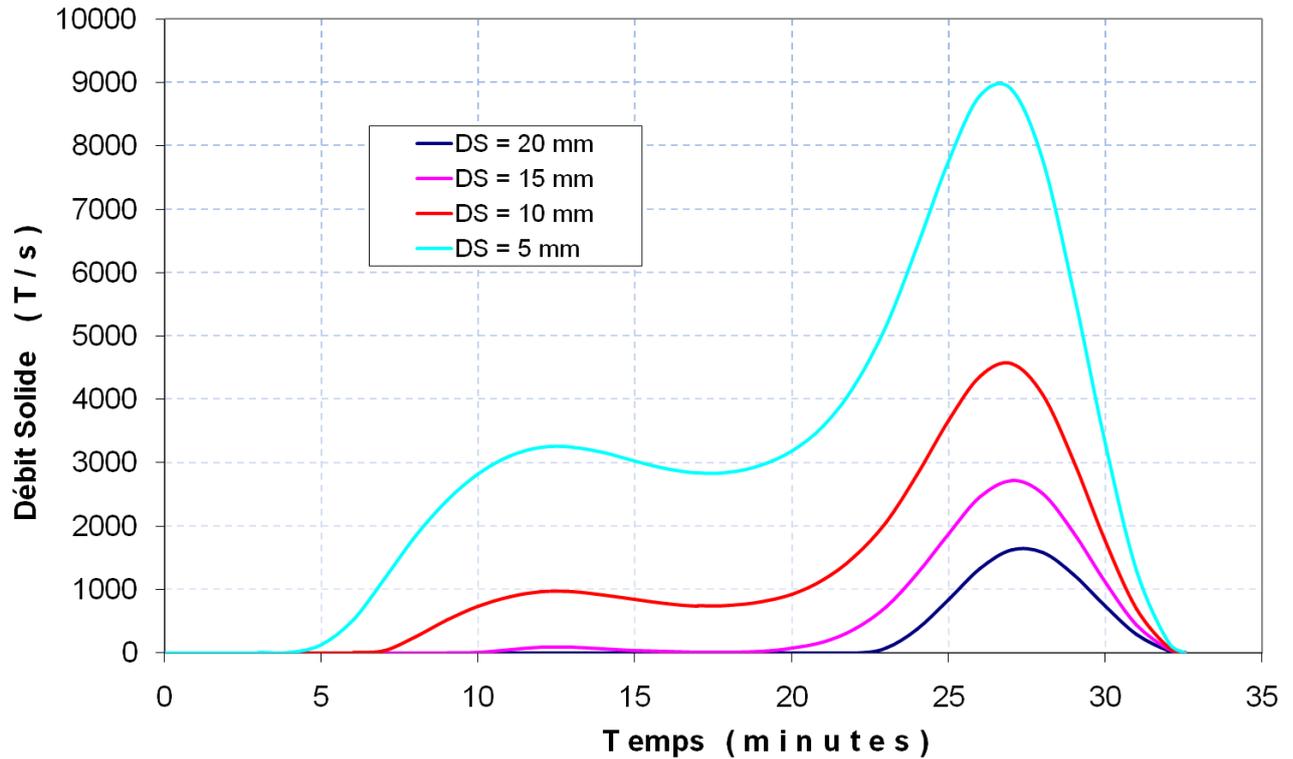


Figure N°V.15 Mise en mouvement des sédiments de différents diamètres en fonction du temps

V.13.4 La quantité des sédiments induits

La quantification des sédiments induits se fait en tenant compte du diamètre moyen des sédiments introduit lors des calculs. Par hypothèse nous considérons que la vase en voie de consolidation qui présente une contrainte critique de cisaillement est mise en mouvement dès que la contrainte due à la colonne d'eau écoulee dépasse cette valeur.

Donc la quantité totale des sédiments induits les différents diamètres moyens testés est la suivante:

- Pour DS= 20 mm.....le volume de la vase évacuée =0,30 Mm³
- Pour DS= 15 mm.....le volume de la vase évacuée =0,60 Mm³
- Pour DS= 10 mm.....le volume de la vase évacuée =1,5 Mm³
- Pour DS= 5 mm.....le volume de la vase évacuée =3,83 Mm³

V.13.5 Concentration en sédiments

D'après les graphes dressés dans la figure N°V.16 qui expriment respectivement la variation de la concentration en sédiment en fonction du temps de vidange et en fonction des diamètres des particules solides érodés, nous constatons en premier lieu que la concentration en sédiment est fonction du débit évacué, plus le débit est grand plus la teneur en sédiment est importante dont on remarque que la concentration max correspond très bien au débit max observé. Par ailleurs, plus les diamètres des particules est grand plus la concentration en sédiments est faible et cela s'explique par la capacité de transport, c'est à dire plus le diamètre est faibles plus les particules sont susceptibles d'être remis en mouvement.

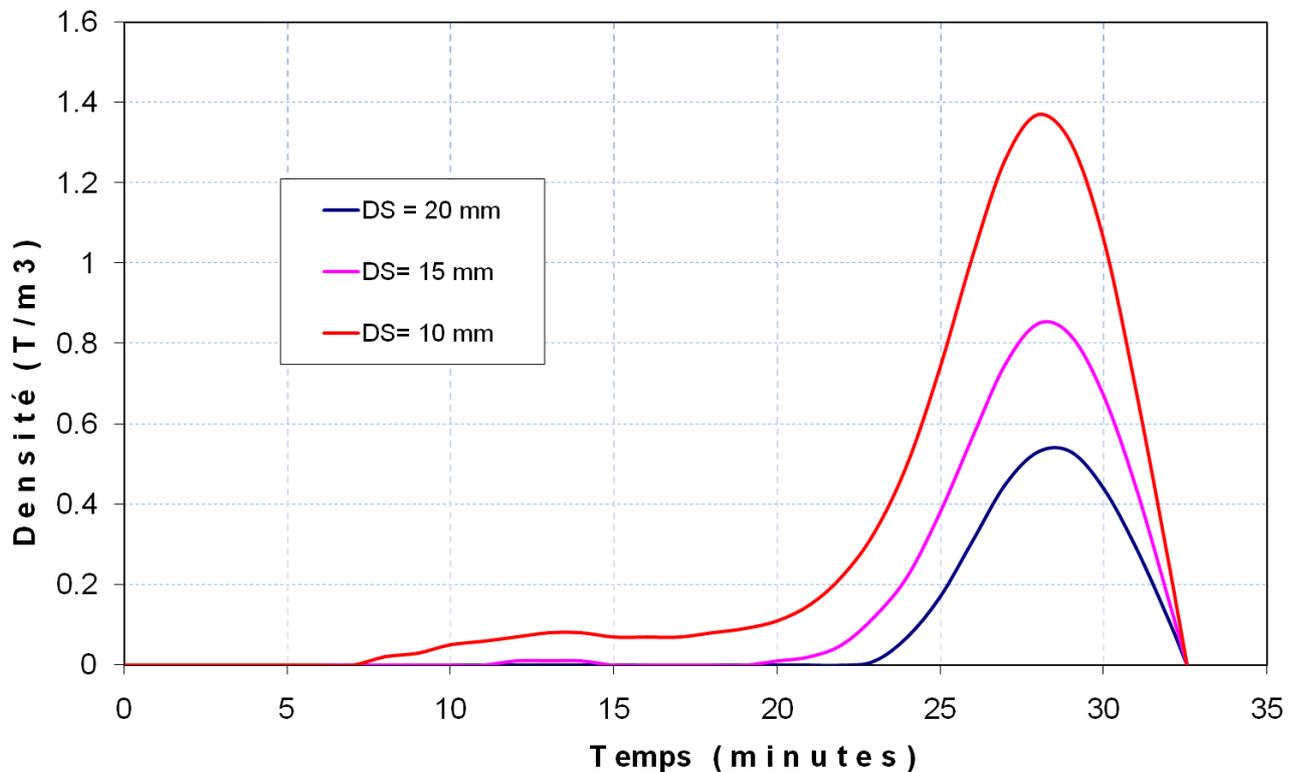


Figure N°V.16 Variation de la concentration en sédiment en fonction du temps

V.13.6 Comparaison de l'hydrogramme des sédiments avec celui de la rupture

Les diverses variations des vitesses et des profondeurs locales de l'écoulement dans la retenue contribuent à désynchroniser le débit solide et le débit d'eau passant la brèche, comme le montre la figure N°V.17 (décalage observé entre les débits et les débits solides) où on a normalisé les deux variables à leur valeur maximale respective pour une meilleure comparaison. Un décalage de l'ordre de 18 minutes sépare les 2 hydrogrammes. Cela explique l'évolution des contraintes de cisaillement et, par le fait même, des débits solides à la brèche durant la vidange.

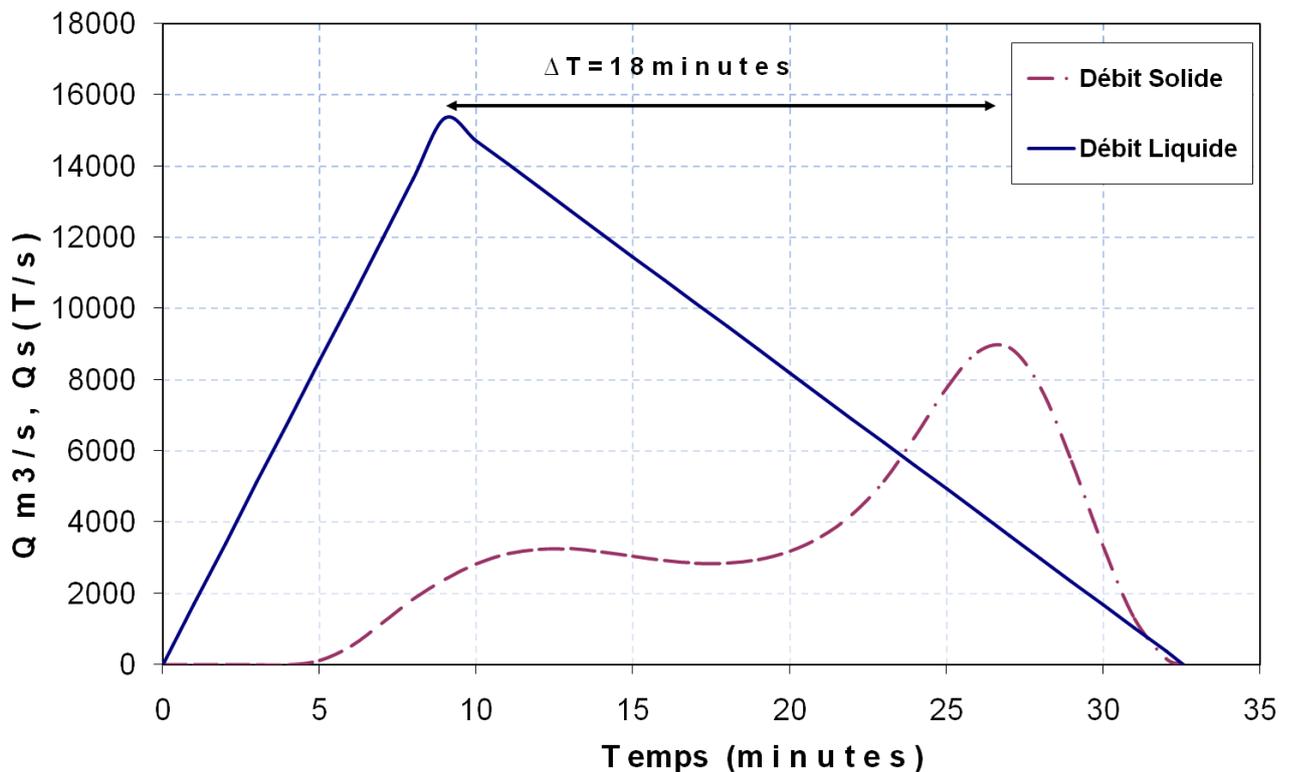


Figure N°V.17 Décalage entre les débits liquides et les débits solides

V.13.7 Le débit max dans la vallée

Le débit max est observé juste à la sortie de l'ouvrage après l'effacement complet et la formation de la section maximale de la brèche.

V.13.8. Hauteurs maximales dans la vallée

Les hauteurs maximales sont observées au niveau des profils en travers qui présentent une concavité aigue avec une pente trop faible (axe de l'oued). Dans notre simulation on assiste à des hauteurs de

9 m environ. La figure N°V.18 représente la ligne d'eau dans la vallée suivant l'axe de l'oued El Hamiz.

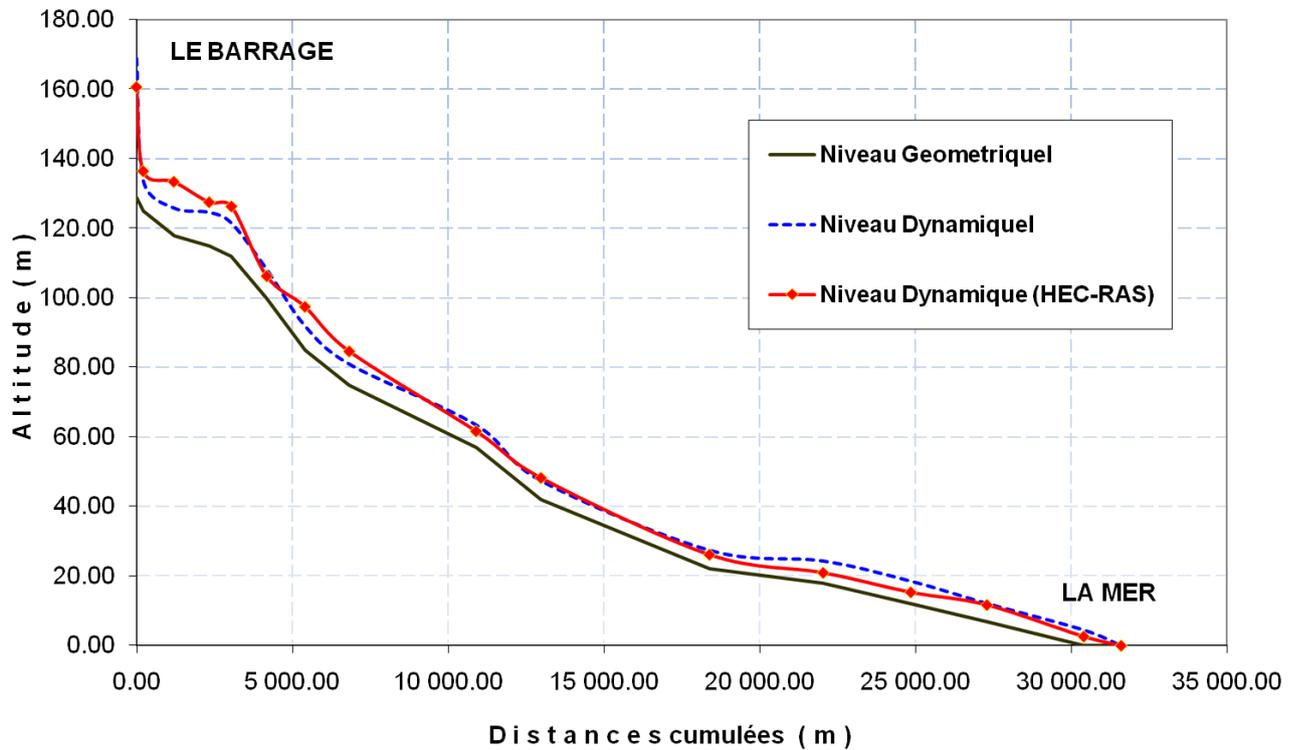


Figure N°V.18 la ligne d'eau dans la vallée suivant l'axe de l'oued

V.13.9 La vitesse max dans la vallée

Les vitesses max sont calculées dans le lit de l'oued où la pente est importante avec une colonne d'eau maximale, on estime des vitesses d'écoulement allant jusqu'à 15 m/s. Avec une telle grandeur de vitesse on assistera à une érosion considérable du fond de l'oued ainsi que les berges. Néanmoins, comme nous l'avons signalé au début de ce travail nous nous intéressons qu'au transport des sédiments issus de la retenue.

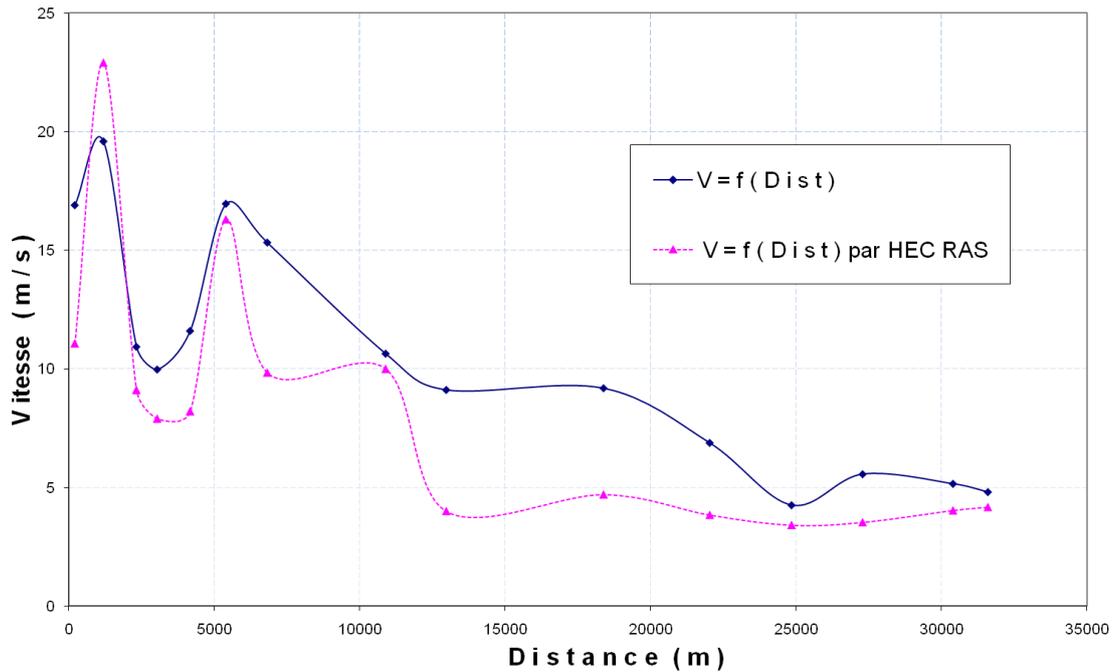


Figure N°V.19 Variation de la vitesse

V.13.10 Variation du débit en fonction du temps

De l'instant 0 jusqu'à la formation de la section maximale de la brèche, le débit croît linéairement pour atteindre sa valeur maximale, puis il décroît en fonction de temps restant pour la vidange de la retenue jusqu'à l'épuisement de tout le volume d'eau contenu dans cette dernière.

V.13.11 Régimes d'écoulement

Le régime d'écoulement est défini par le nombre de Froude qui représente le rapport entre la vitesse moyenne du fluide et la célérité de l'onde mécanique du milieu. Nous remarquons que le nombre de Froude varie de 0,5 jusqu'à 2,28. Donc, dans certains tronçons on assiste un régime d'écoulement ($Fr < 1$) fluvial et dans d'autres un régime torrentiel ($Fr > 1$).

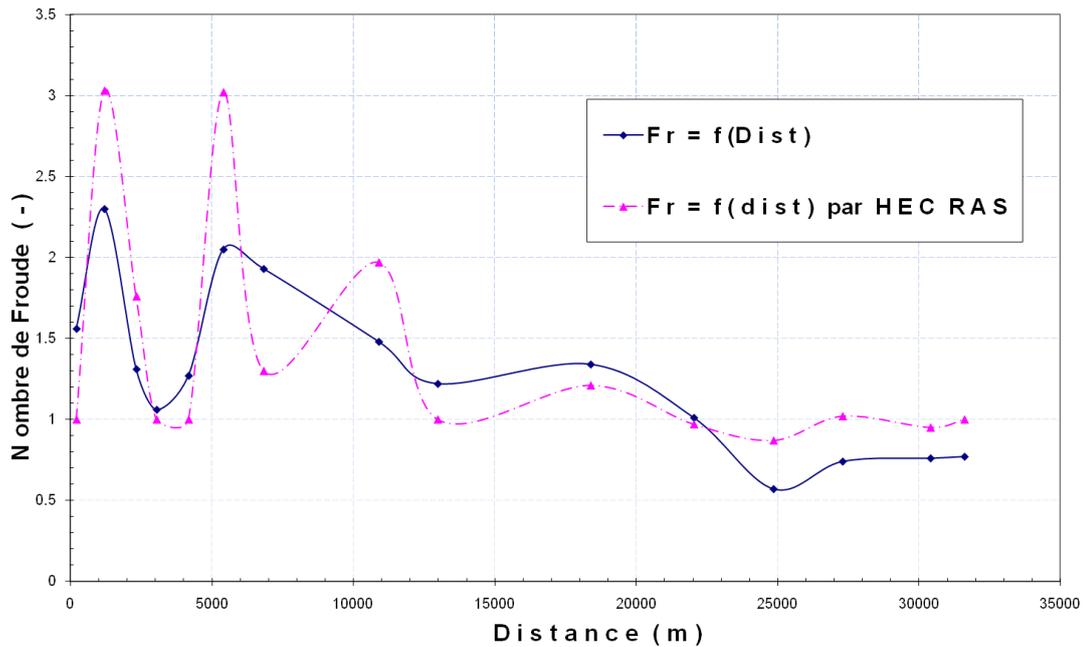


Figure N°V.20 Variation du nombre de Froude

V.13.12 Profils des vitesses au niveau des profils en travers

Le profil des vitesses est calculé sur la base des hauteurs d'eau locales au niveau de chaque profil en travers, ces profils nous permettent de délimiter les endroits où les vitesses sont maximales (érosion du sol) par rapport à ceux où les vitesses sont minimales (dépôt des sédiments). On assiste à des vitesses variant de 1 m/s jusqu'au 15 m/s.

V.13.13 Etendue de l'inondation

L'étendue de l'inondation est exprimée par la largeur mouillée enregistrée au niveau de chaque profil d'écoulement. En reliant entre ces différents segments, on obtient l'étendue de la zone inondable lors du passage de l'onde de crue. On assiste à des endroits où l'étendue peut atteindre 4000 m de largeur.

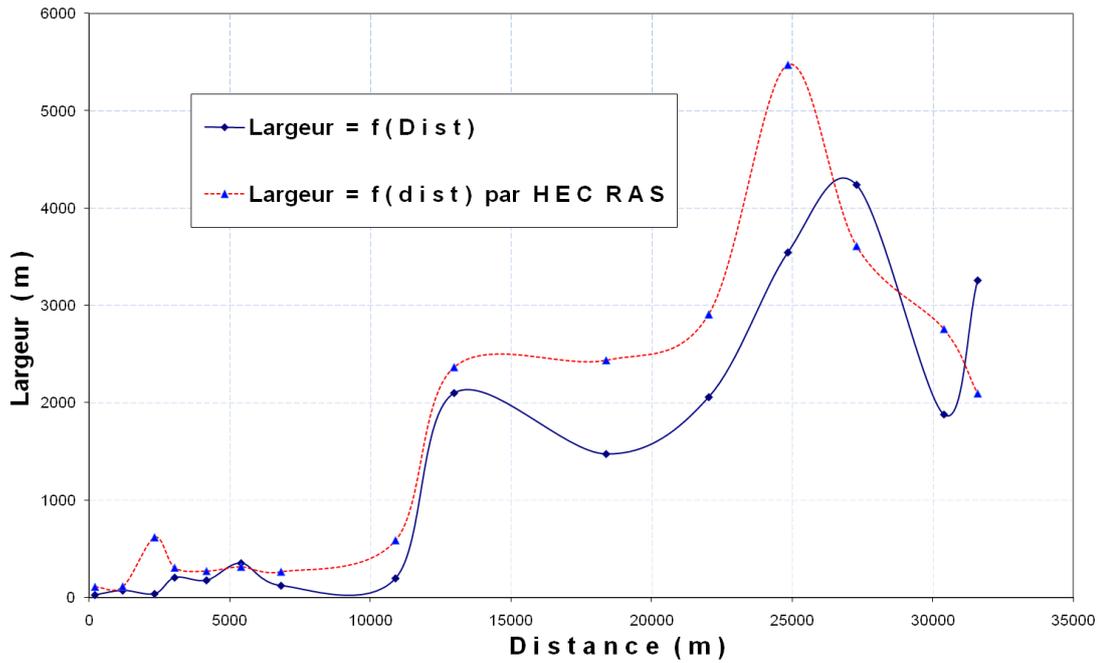


Figure N°V.21 Comparaison des largeurs mouillées avec le modèle HEC-RAS

V.13.14 Représentation des zones vulnérables à l'inondation

En se basant sur les largeurs mouillées max obtenues lors de la simulation nous avons délimité la zone qui présente les risques de l'inondation en cas de rupture éventuelle du barrage (figure N°V.22).

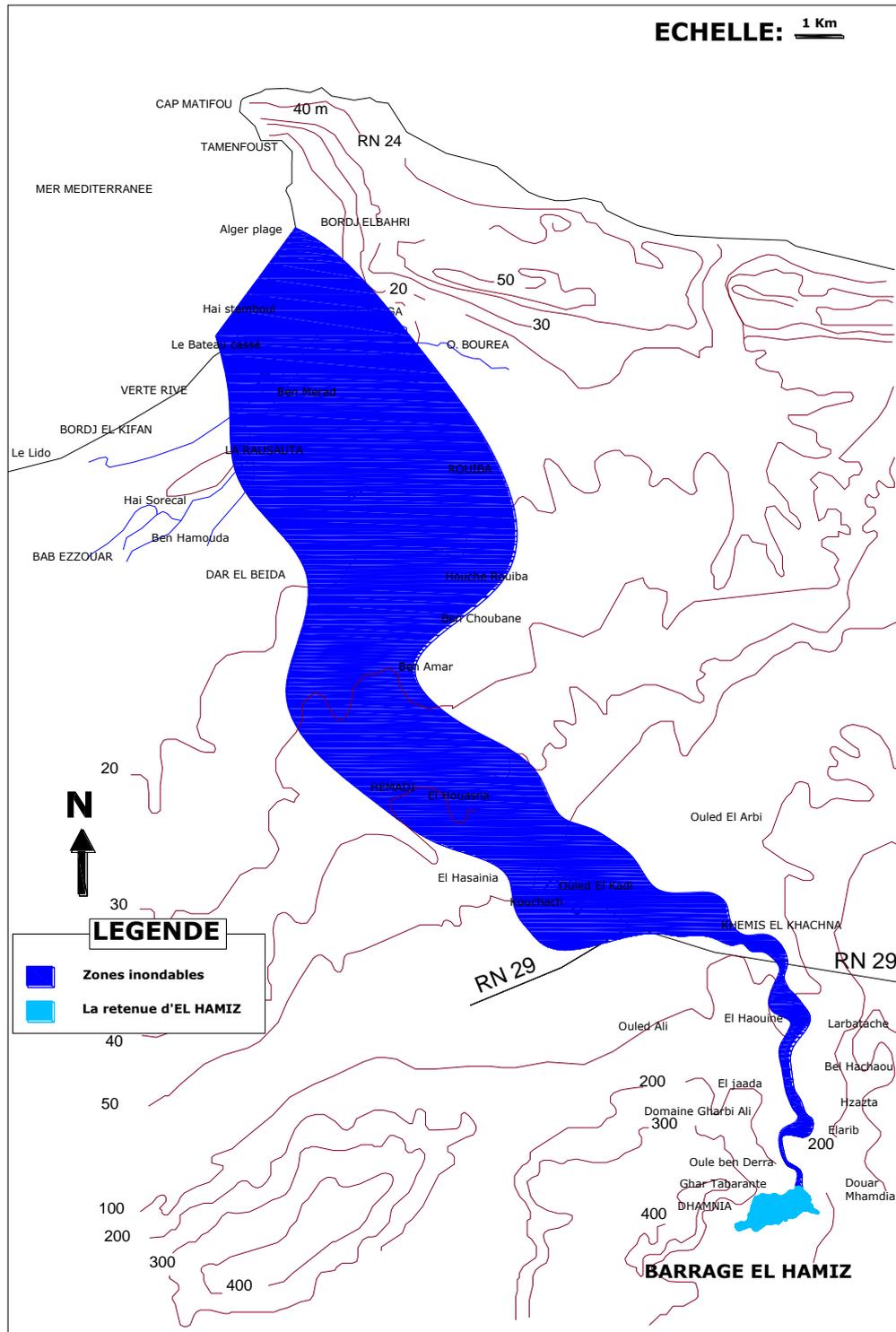


Figure N°V.22 *Etendue de l'inondation*

V.13.15 *Durée de l'inondation*

La durée de l'inondation est le temps nécessaire pour le passage de l'onde de rupture. Elle varie d'un endroit à un autre selon la topographie du terrain; si le terrain est accidenté, la durée

d'inondation est courte, si le terrain est plus ou moins plat, cette durée est un peu prolongée. La durée totale pour le passage de l'onde de crue est estimée à 150 minutes.

V.13.16 Transport des sédiments

Pour tenir compte la globalité des sédiments qui peuvent être transportés dans la vallée, nous avons procédé à la simulation de transport des différents diamètres de sédiments allant de 0,1 mm jusqu'à 250 mm.

En effet, après avoir testé plusieurs scénarios, seuls les sédiments ayant un diamètre inférieur ou égal à 20 mm qui sont remis en mouvement et transportés dans la vallée.

De ce fait nous avons choisi 7 classes de diamètre afin d'étudier leur transport et leur dépôt dans la vallée à savoir (D=20 mm, D=15 mm, D=10 mm, D=5 mm, D=1 mm, D=0,5 mm, D=0,1 mm).

- Les sédiments dont le diamètre D=20 mm sont transportés jusqu' 5,9 km à partir du barrage.
- Les sédiments dont le diamètre D=15 mm sont transportés jusqu' 6,6 km à partir du barrage.
- Les sédiments dont le diamètre D=10 mm sont transportés jusqu' 18,4 km à partir du barrage.
- Les sédiments dont le diamètre est inférieur à 5 mm sont transportés jusqu'à la mer.

V.13.17 Représentation des zones vulnérables au dépôt des sédiments

En simulant différentes classes granulométriques des sédiments, nous avons tracé les limites de transport de chaque classe (figure N°V.23).

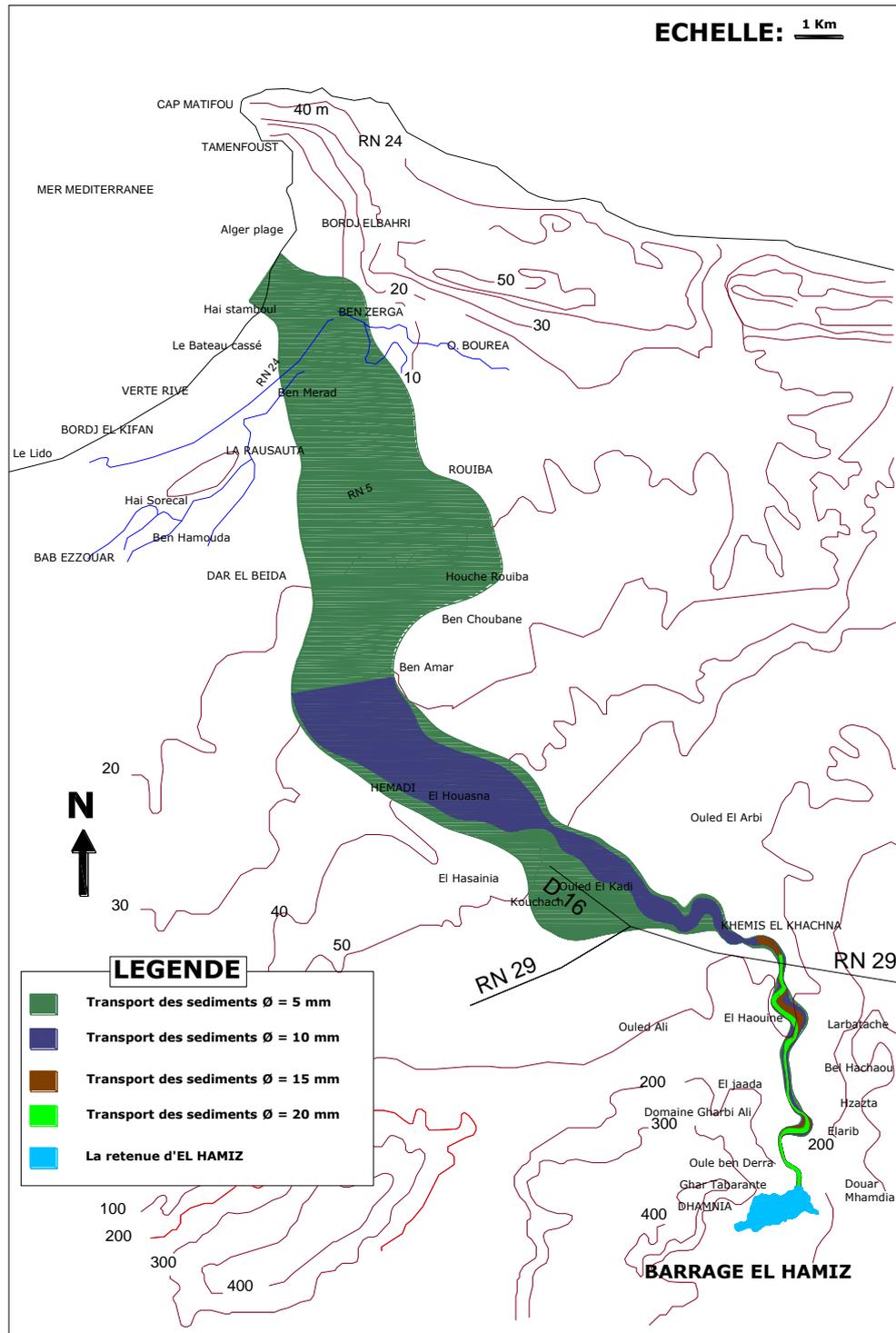


Figure N°V.23 *Transport des sédiments dans la vallée*

V.13.18 Dépôt des sédiments dans la vallée

Lorsque la contrainte de cisaillement due à l'écoulement devient faible où inférieure à la contrainte critique de transport des sédiments, les particules transportés peuvent être déposés suivant une vitesse de chute qu'est fonction du diamètre des particules solides et de la viscosité du

fluide. Cette dernière doit être supérieure à la vitesse moyenne d'entraînement de l'écoulement pour qu'il y ait un dépôt des sédiments.

Par le biais des Profils en travers de l'inondation nous avons pu déterminer les endroits où la contrainte due à l'écoulement est inférieure à celle d'entraînement des particules. Donc dans ces zones on assiste à un dépôt considérable des sédiments.

Les zones vulnérables au dépôt des sédiments transportés à partir de la retenue sont représentées dans la figure N°V.24

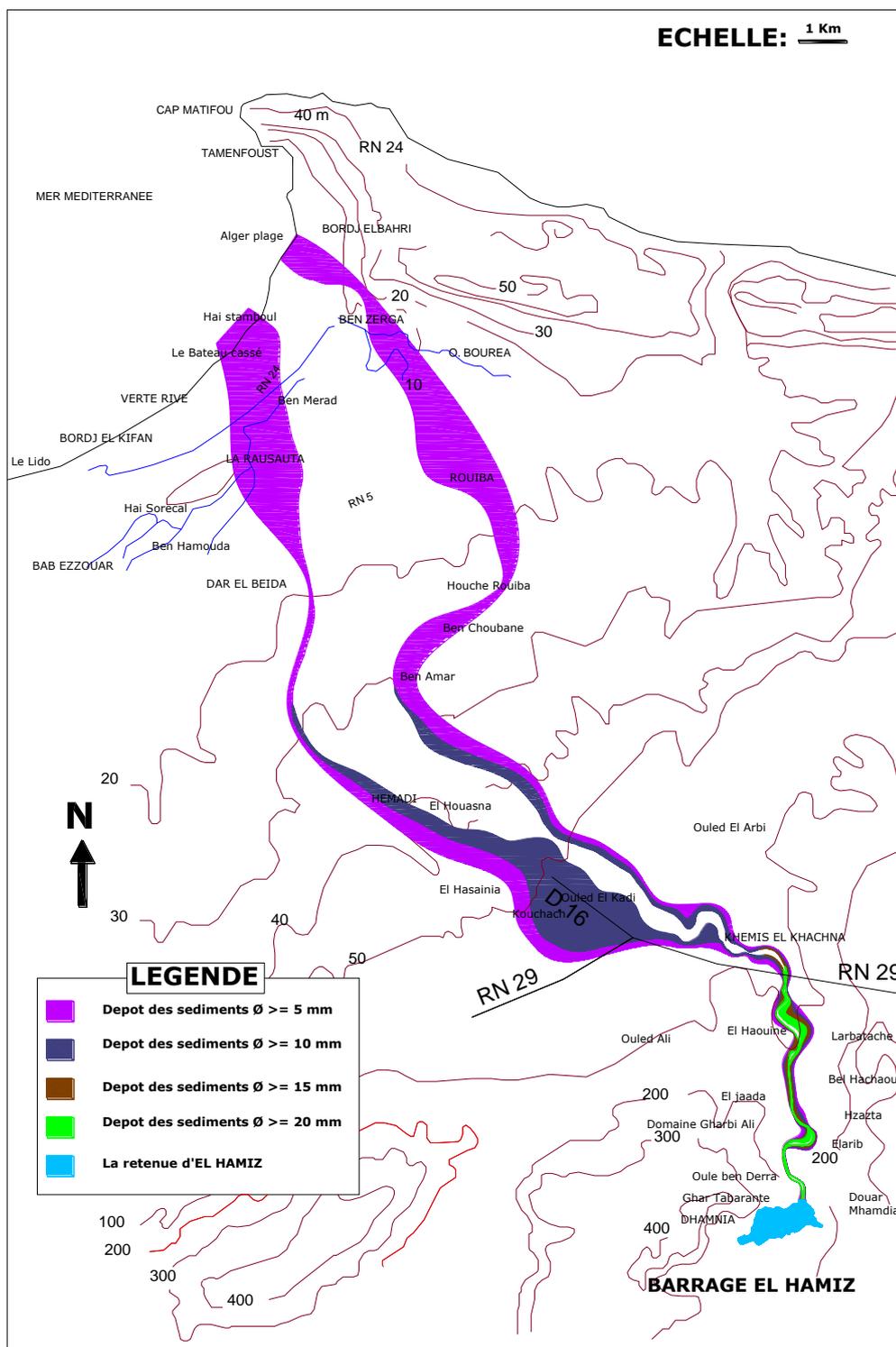


Figure N°V.24 Les zones vulnérables au dépôt des sédiments

V.13.19 Quantité des sédiments déposée dans la vallée

L'estimation des quantités déposées dans la vallée consiste en l'évaluation du bilan de transport des sédiments au niveau des profils de calcul. Il est à signaler que la condition de stabilité numérique de calcul de la phase liquide a été satisfaite durant toutes les étapes de la simulation. Par contre lors du calcul de la phase solide, qu'est effectué indépendamment de la phase liquide, la condition de stabilité n'a pas été satisfaite à cause de la différentiabilité des paramètres hydrauliques qui provoquent la mise en mouvement des sédiments.

De ce fait, nous nous sommes limités seulement à la délimitation des zones vulnérables au dépôt des sédiments par le biais des contraintes exercées sur les particules solides en mouvement.

Chapitre VI

SIMULATION DES CRUES EXTREMES DANS LE BASSIN VERSANT D'OUED EL ABIOD

VI.1 Présentation du bassin versant l'Oued El Abiod

VI.1.1 Situation géographique

Le bassin versant Oued El Abiod est situé dans le massif des Aurès. Il fait partie du grand bassin hydrologique de Chott Melghir qui se compose de trois principaux oueds : oued El Abiod ; oued Chenawra et oued Tkout formant par leur confluence oued Ghassira. Oued El Abiod est formé par la réunion des torrents descendants des raides pentes de Chelia (2326m) et Ichemoul (2100m). Après avoir traversé Tighanimine, il s'encaisse dans les canyons de Rhoufi et les gorges de Mchouneche, puis s'ouvre une voie vers la plaine Saharienne jusqu'aux gorges de Foum el Gherza. Le bassin versant est caractérisé par sa dissymétrie, une partie montagneuse au Nord à plus de 2000 m (Chelia) et une autre basse au Sud (295m El Habel). Il s'étale sur une superficie de 1300 Km² circonscrite par un périmètre de 200 Km.

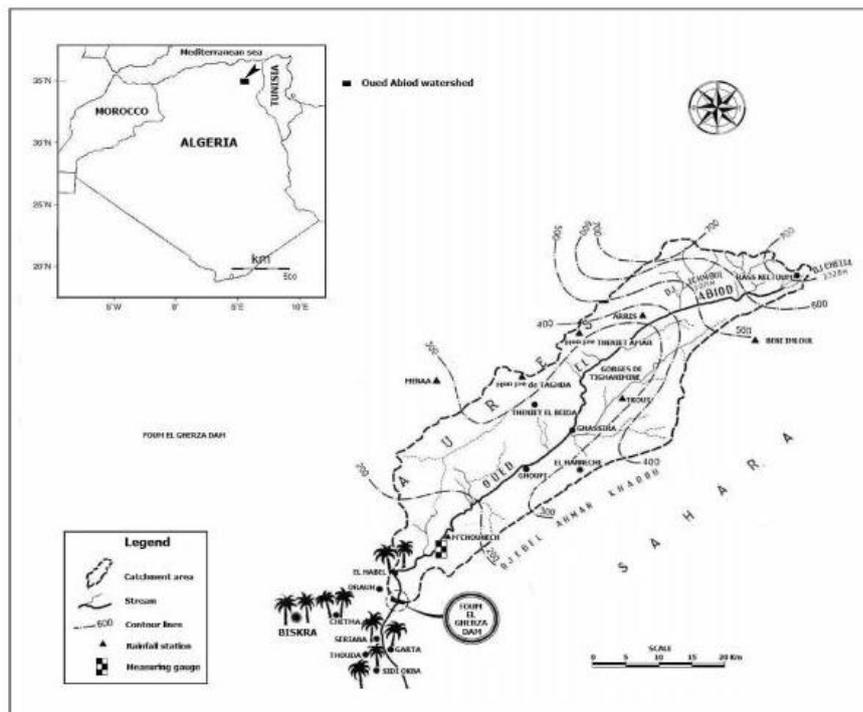


Figure N°VI.1 Situation géographique du bassin versant Oued El Abiod (Benkhaled et al,2013)

VI.1.2 Morphométrie du bassin versant

Les différents paramètres morphométriques du bassin notamment, la forme, l'altitude caractéristique, la pente et le relief, interviennent et souvent d'une façon combinée dans les modalités de l'écoulement, donc il convient de les préciser dès le début dans toute étude.

VI.1.2.1 La forme

La forme du bassin versant influence sur l'écoulement et sur l'allure de l'hydrogramme de crue à l'exutoire du bassin versant. Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser la forme, et aussi de comparer les bassins versants entre eux, parmi ces indices celui de Gravelius qui caractérise la compacité du bassin versant. Il se définit comme le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant même surface

VI.1.2.2 Rectangle équivalent

Mis au point par ROCHE, le rectangle équivalent permet de comparer deux bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement. Le contour du bassin devient rectangle de même périmètre dont la longueur et la largeur seront :

VI.1.2.3 Caractéristiques des altitudes

L'importance des reliefs et leur articulation dans l'espace jouent un rôle essentiel dans le bilan hydrique et par conséquent dans l'aptitude aux écoulements. L'orographie définit un gradient pluviométrique et thermique chaque bassin est caractérisé par la répartition altitudinale de son impluvium.

VI.1.2.4 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Les courbes hypsométrique demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Le but recherché ici, est la détermination de la classe de relief, la hauteur moyenne, la médiane et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau. La zone d'altitude comprise entre 1600m et 1200m correspond en majorité au bassin des hautes plaines d'Arris, les secteurs d'altitude entre 1200 à 600m où se fait la jonction de l'oued El Abiod avec ces deux principaux affluents en l'occurrence les oueds Zellatou et Theniet El Beida. La tranche d'altitude inférieure à 600m où oued El Abiod est accueilli par un affluent important oued El Atrouss. Cette répartition altitudinale de relief du bassin a une influence directe sur le régime hydrologique du bassin.

VI.1.2.5 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique c'est l'ensemble des canaux de drainage naturels permanents ou temporaires où s'écoulent des eaux provenant du ruissellement, les nappes souterraines, soit sous forme de source soit par restitution le long du lit de la cour d'eau.

Le développement du réseau hydrographique renseigne sur le mode de drainage du bassin versant d'oued El Abiod et son aptitude au ruissellement.

La longueur du Talweg principal est ; $L_0 = 83$ Km.

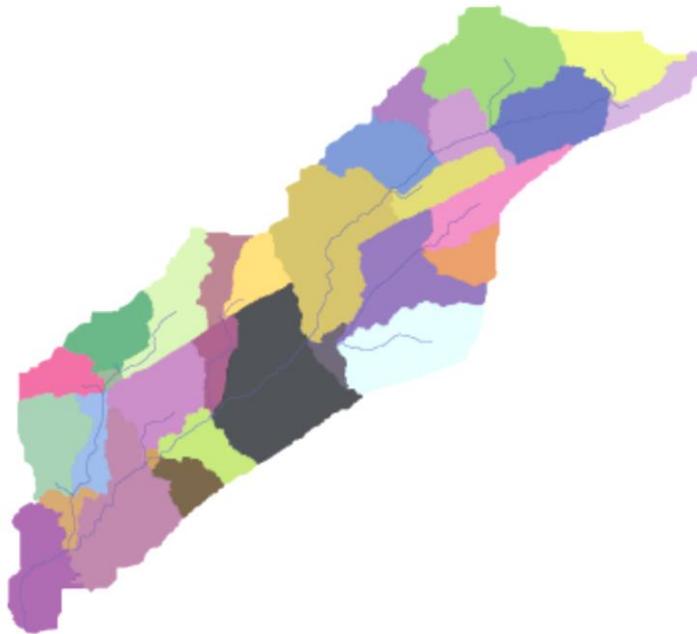


Figure N° VI.2 Soubassins versants et réseau hydrographique d'oued El Abiod.

VI.2 Evénements historiques et scénarios calculés

Le jaugeage des cours d'eau en période de crue constitue un majeur problème pour atteindre les stations de jaugeage ou le débit max est exprimé initialement par une équation hauteur-débit dans cette section en travers.

Dans notre cas nous nous référons aux différentes averses survenues dans le bassin versant d'oued El Abiod ainsi que leurs volumes reçus dans le barrage de Foug El Gherza afin de valider les résultats générés par le programme.

VI.3 Historique de crues

Parmi les données disponibles relatives à l'historique de crues dans le bassin versant d'oued El Abiod on trouve :

VI.3.1 Données historiques

La monographie de la SCET(1971) cite une crue survenue en 1902, c'est à dire avant la construction du barrage, dont l'estimation du débit de pointe est comprise entre 800 et 1 500 m³/s.

Cette même monographie cite une crue survenue le 10 octobre 1966, dont le débit de pointe horaire aurait atteint 1 980 m³/s. L'apport moyen journalier de cette crue est estimé à 270 m³/s, soit un apport de 23 Mm³.

VI.3.2 Station de M'Chounech

Les données relatives à la station de M'Chounech proviennent de différentes sources :

- La monographie de la SCET (1971) fournit des débits max journaliers de la période 1947 à 1970 dont la crue de 1966-67 est à 1 980 m³/s, sans autre précision.
- Des données fournies par l'ANRH des débits max journaliers et les débits de pointe instantanés sur la période 1975-1987 et quelques hydrogrammes de crues.

VI.3.3 Hydrogrammes des crues

VI.3.3.1 Données de l'ANRH

Les données fournies par l'ANRH ont permis de sélectionner un certain nombre de crues et définir leurs caractéristiques à savoir le débit max Q_p et le débit moyen horaire Q_m .

Les figures suivantes représentent les hydrogrammes des crues dont les débits max sont plus ou moins importants.

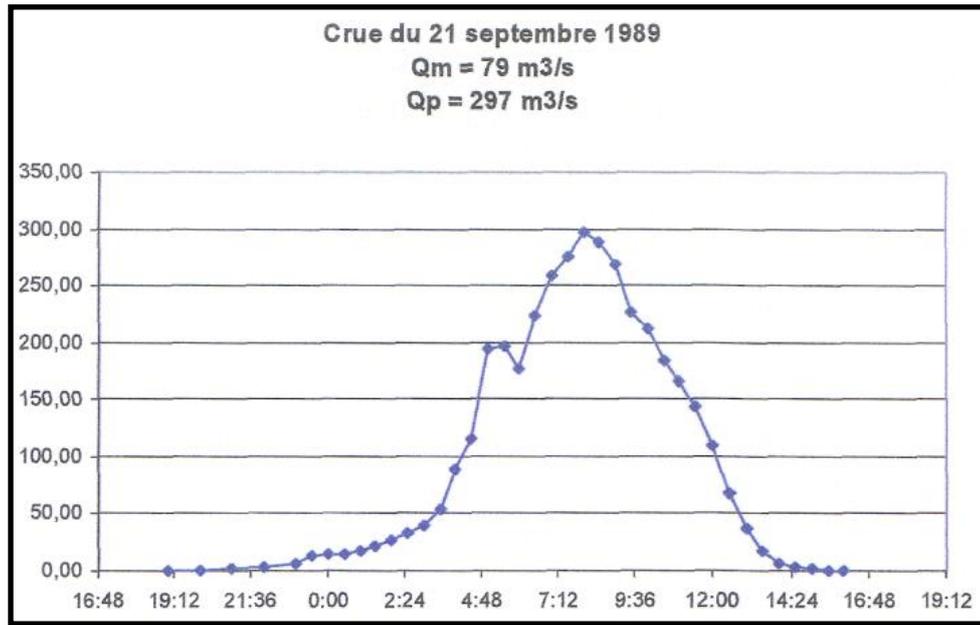


Figure N° VI.3 Hydrogramme de la crue du 21/09/1989

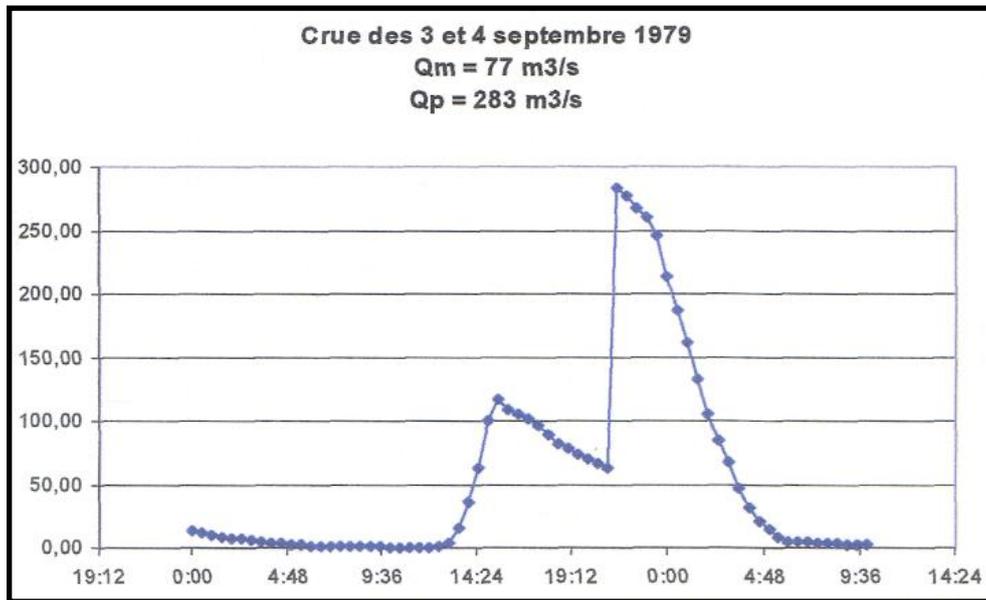


Figure N° VI.4 Crue du 3 et 4 septembre 1979

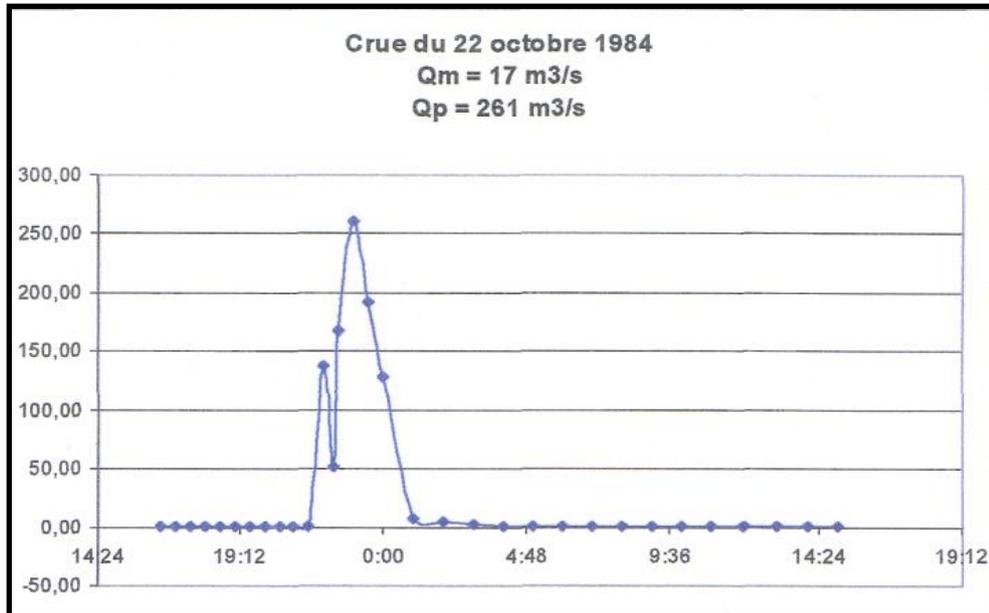


Figure N° VI.5 Crue du 22 octobre 1984

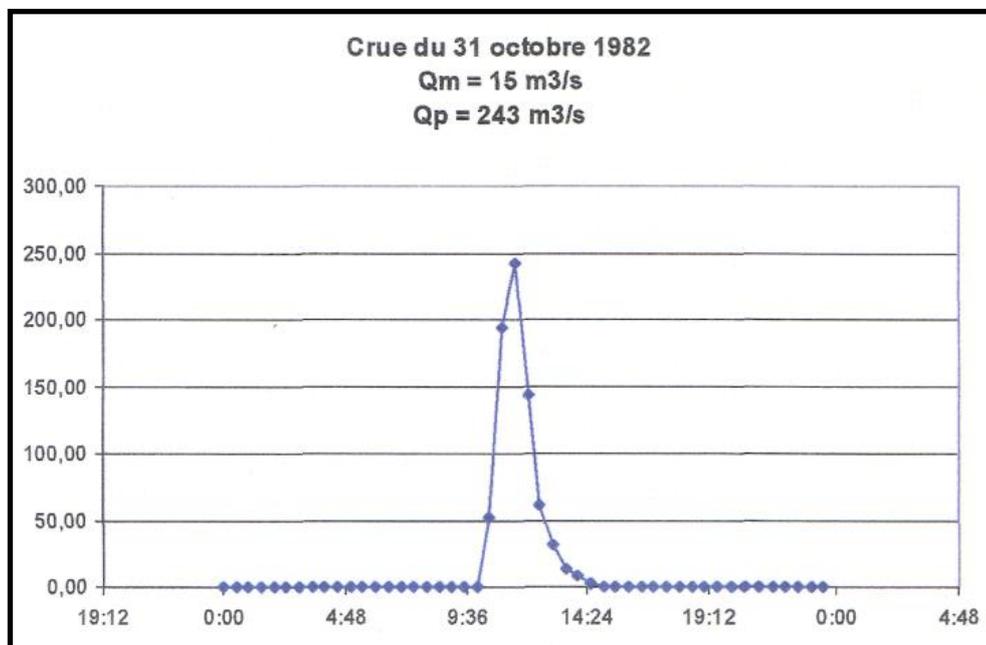


Figure N° VI.6 Crue du 31 octobre 1982

VI.3.3.2 Reconstitution des crues au barrage de Foug El Gherza

On dispose au niveau du barrage de Foug El Gherza quelques relevés de cotes du plan d'eau en période de crue qui permettent de reconstituer approximativement les débits entrants et par conséquent la régénération des hydrogrammes de crues.

Les figures suivantes représentent les hydrogrammes reconstitués au barrage pour la crue de mars 2004 et la crue d'avril 2004.

La crue la plus importante a eu lieu le 29 et 30 mars 2004 dont le plan d'eau a atteint la cote 202,55 m ce qui correspond à une lame déversante de 3,65 m, soit un débit maximal évacué de 570 m³/s.

Les relevés disponibles de cotes du plan d'eau permettent de reconstituer au pas horaire le débit entrant dans la retenue. L'hydrogramme ainsi reconstitué est présenté sur la figure N°VI.7.

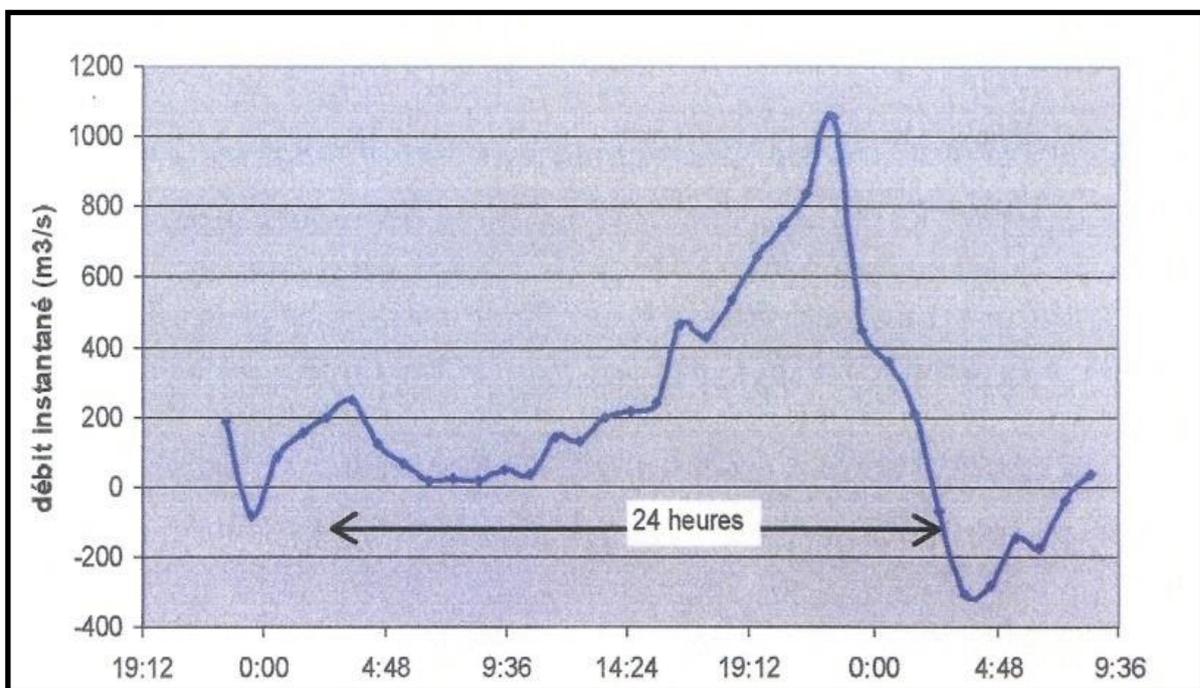


Figure N° VI.7 Crue du 29 et 30 mars 2004

Le débit de pointe entrant est de l'ordre de 1 000 m³/s. On note qu'en fin de crue, le débit reconstitué est négatif, ce qui traduit probablement des imprécisions sur les cotes observées.

Le temps de montée de la crue est de l'ordre de 10 heures et le temps de descente est de quelques heures. Le débit moyen sur 24 h est de 310 m³/s.

La figure N°8 suivante représente l'hydrogramme reconstitué de la crue survenue les 15 et 16 avril 2004 dont le débit de pointe entrant est de l'ordre de 500 m³/s et le débit moyen est de 285 m³/s.

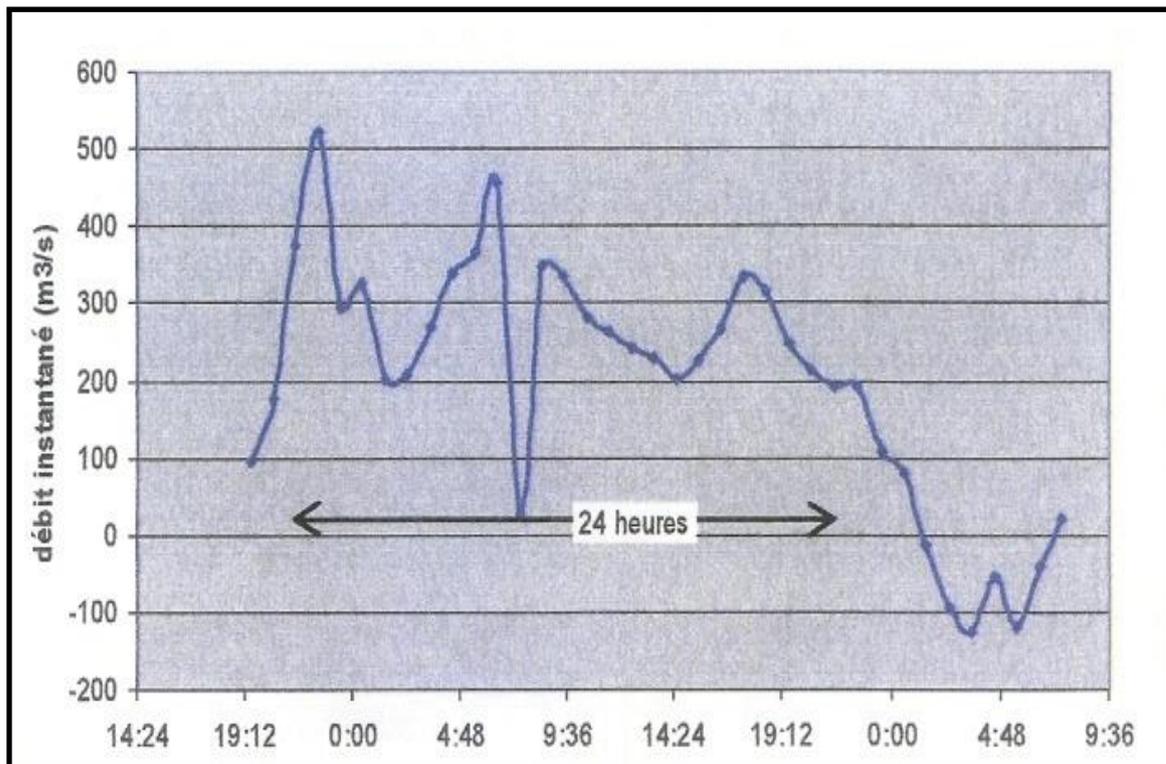


Figure N° VI.8 Crue du 15 et 16 avril 2004

VI.4. MODELISATION DE LA PROPAGATION DES CRUES EXTREMES

VI.4.1 Méthodologie

La première étape consiste à délimiter le bassin versant d'oued El Abiod et tracer le principal cours d'eau, dans la deuxième étape on délimite les soubassins versants et leurs principaux cours d'eau et par la suite on calcule leurs caractéristique morphologiques et hydrauliques (surface, pente et temps de concentration).

VI.4.2 Calcul du temps de concentration « T_c »

C'est le temps qu'il fallait à l'eau pour s'écouler depuis l'élément hydraulique le plus éloigné en amont du bassin versant jusqu'à l'exutoire. Il donne une idée sur le débit maximum des crues pour différentes fréquences voulues. On le calcule par la formule de GIANDOTTI (1934)

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.52L}{0.8\sqrt{H_{med} - H_{min}}} \dots\dots\dots(VI.1)$$

où :

T_c temps de concentration, A surface du soubassin, Longueur du principal cours d'eau, H_{med} altitude médiane and, H_{min} Altitude minimale.

Par la suite on trace le profil en long du cours d'eau principal du bassin versant

VI.4.3 Calcul du débit max des soubassins

La précipitation de courte durée est supposée uniforme sur les soubassins et par conséquent le débit max de chaque soubassin est exprimé par la formule de Sokolovsky (1959) qui tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de monté de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

$$Q_{max\%} = \frac{0,28(P_{ct} - H_0)}{T_c} \cdot A \cdot \alpha \cdot f \dots\dots\dots(VI.2)$$

où:

$Q_{max\%}$ le débit max (m^3/s), P_{ct} La précipitation de courte durée (mm), A la surface du soubassin (Km^2), T_c temps de concentration (hr), α coefficient de l'écoulement du soubassin ($0,6 < \alpha < 0,8$), f coefficient de l'hydrogramme $f = 1,04$.

VI.4.4 Calcul de l'hydrogramme de crue

Dans notre cas nous allons utiliser la méthode de Sokolovsky(1959) pour calculer l'hydrogramme de crue de chaque soubassin.

En effet l'hydrogramme de crue est assimilé à deux équations paraboliques dont la première exprime la période de montée.

Temps de montée:

$$Q_t = Q_{max\%} \left(\frac{t}{t_m}\right)^n \dots\dots\dots(VI.3)$$

La seconde équation exprime la période de décrue:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t_b - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(VI.4)$$

Où :

Q_t : Débit instantané, t_m Temps de montée, t_d temps de décrue, m et n puissance de l'équation parabolique, pour les petits bassins versants $m=3$ and $n= 2$

Le temps de base: $t_b = t_m + t_d$

Après avoir analysé plusieurs hydrogrammes reconstitués dans le barrage de Foum El Gherza, nous considérons que $t_d = t_m$ et $t_m = 2 * T_c$

L'hydrogramme ainsi calculé est utilisé comme condition aux limites amont de calcul.

VI.4.5 Conception du modèle géométrique du cours d'eau

Afin de procéder à l'élaboration du modèle géométrique du cours d'eau principal du bassin versant oued El Abiod nous avons utilisé le logiciel Global Mapper pour télécharger les données topographiques nécessaires au modèle. En effet, il s'agit d'un fichier numérique d'un balayage topographique suivant une résolution de 76x76 m et une tolérance d'altitude de ± 5 m. Ce dernier a été exploité pour tracer le profil en long du cours d'eau principal ainsi que les profils en travers des différentes sections de calcul. Les données fournies par le logiciel ont été comparées et validées par les coordonnées géodésiques du barrage Foum El Gherza et les stations pluvio-hydrométriques disponible dans le bassin versant.

VI.4.6 Equations

Le modèle de calcul de l'écoulement est basé sur le calcul du débit à partir d'un point A situé à l'amont du bief vers un autre point B situé en aval du bief.

L'équation de continuité liquide (Chap.IV) exprime la variation du volume entre deux sections pendant un temps dt qu'est égale à la différence entre le volume entrant par la première section et le volume sortant par la deuxième section sur une distance dx . La différence représente le volume stocké pendant ce temps. Elle est exprimée en sens monodimensionnel sous la forme :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(VI.5)$$

L''équation de continuité est dérivée à partir des principes de base à savoir :

- l'écoulement est considéré unidimensionnel rectiligne ;

- la vitesse est considérée constante à travers la section de calcul ;
- La hauteur piézométrique est supposée constante à travers la normale au fond du canal ; c'est une répartition hydrostatique de la pression ;
- Débit latéral ou secondaire sont négligés ;
- Les conditions aux limites sont fixes ;
- La forme du canal est supposée uniforme durant le temps de calcul ;
- La forme du canal est considérée rectangulaire avec un coefficient de sinuosité égal à 1 ;
- Le coefficient de rugosité de Strickler est considéré constant à travers la section de calcul ;

La méthode Muskingum est basée sur les équations différentielles de stockage

$$I_{(t)} - O_{(t)} = \frac{dS}{dt} \dots \dots \dots (VI.6)$$

En tenant compte ces hypothèses, le modèle de Muskingum utilise une approximation en différences finies pour l'équation de continuité:

$$\left(\frac{I_t + I_{t-1}}{2}\right) - \left(\frac{O_t + O_{t-1}}{2}\right) = \left(\frac{S_t - S_{t-1}}{\Delta t}\right) \dots \dots \dots (VI.7)$$

Le stockage dans le prisme est fonction des débits entrants et débits sortants

Le volume du prisme de stockage est le débit sortant O multiplié par le temps de propagation K à travers le tronçon considéré.

Le volume stocké est la différence entre le débit entrant et le débit sortant multiplié par le temps de propagation K.

L'équation (VI.6) peut être écrite selon le modèle de Muskingum comme suit :

$$S = K [XI + (1 - X) O] \dots \dots \dots (VI.8)$$

Où :

K : Temps de propagation d'onde entre deux sections ;

X : Représente le facteur adimensionnel d'atténuation de l'onde de crue et aussi un coefficient de pondération qui module l'influence de I(t) et O(t) dans l'équation de continuité.

Pour déterminer la valeur du coefficient X on va procéder à des essais successifs basés sur des observations de crues antérieures et précisément l'hydrogramme de la crue reconstitué au barrage Foum El Gherza en date de 29 et 30 Mars 2004. Ce coefficient qui est un coefficient d'atténuation est choisi de façon à rendre l'onde de crue calculée à l'aide programme aussi proche que possible de l'onde réelle observée.

La formulation ultime de l'équation (VI.8) est donnée par (Cunge, 1969; Weinmann and Laurenson, 1979) dans (Gary,1991). Dans une situation réelle de calcul on suppose que l'hydrogramme amont est connue, jusqu'au temps supérieur à (n+1), et qu'on déduit l'hydrogramme aval. Il s'agit de trouver le débit sortant :

$$Q_{j+1}^{n+1} = C_1 Q_j^n + C_2 Q_j^{n+1} + C_3 Q_{j+1}^n \quad \dots\dots\dots(VI.9)$$

Dans lequel C1, C2 et C3 sont des coefficients de propagation de crue définies à partir des termes Δt , K, et X comme suit:

Avec:

$$C_1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2X}{\frac{\Delta t}{K} + (1-X)} \quad \dots\dots\dots(VI.10)$$

$$C_2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2X}{\frac{\Delta t}{K} + (1-X)} \quad \dots\dots\dots(VI.11)$$

$$C_3 = \frac{2(1-X) - \frac{\Delta t}{K}}{\frac{\Delta t}{K} + (1-X)} \quad \dots\dots\dots(VI.12)$$

Où n est le pas de temps, j le pas d'espace, Q est le débit, Δt est l'intervalle de temps choisi.

Un hydrogramme de débits entrants donnés est une condition initiale du débit, un intervalle de temps choisi Δt , et les paramètres de propagation de crue K et X supposés, les coefficients

numériques peuvent être calculés avec les équations (VI.10), (VI.11) et (VI.12) et l'hydrogramme des débits sortants à l'aide de l'équation (VI.9).

Dans l'approche de Muskingum- Cunge, K et X sont des paramètres de propagation de la crue et sont fonctions des débits et les caractéristiques du canal, K qui est interprété comme le temps de propagation de l'onde de crue entre l'amont et l'aval du bief du canal.

$$K = \frac{\Delta X}{c} \dots\dots\dots(VI.13)$$

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{q}{S_0 c \Delta X} \right) \dots\dots\dots(VI.14)$$

Avec ΔX est l'incrément de l'espace de la grille des différences finies, c est la célérité représentative de l'onde de crue, q est le débit unitaire représentatif d'une unité largeur, et S_0 est la pente du fond du canal.

Le débit et la célérité sont généralement différents en plusieurs points le long de l'onde de crue. Pour tenir compte cette non linéarité, KOUSSIS (1976), WEINMANN et LAWRENCE (1980), PONCE and YEVJEVICH(1978) ont présenté un concept des coefficients variables. Ils redéfinissent les coefficients K et X pour chaque grille de calcul comme une fonction de mise à jour des valeurs de débit unitaire et de la célérité de l'onde de crue. Il sont donnés à chaque point de la grille (j,n) comme suit :

$$c = \frac{dQ}{dA} \dots\dots\dots(VI.15)$$

$$q = \frac{Q}{B} \dots\dots\dots(VI.16)$$

Q ;le débit total, A ; la surface mouillée et B ; la largeur mouillée.

La célérité est une dérivée de l'équation de continuité selon le principe de Kleitz-Seddon (Chow, 1959) dans (GARY,1991). La relation entre le débit et la surface mouillée de l'écoulement (VI.15) est basé sur la formule de Manning pour les écoulements uniformes dont la pente de la ligne d'énergie est égale à celle du fond du canal.

VI.4.7 Algorithme de résolution

L'équation de continuité est résolue par plusieurs approximations en utilisant la méthode des différences finies en schéma implicite ou explicite. En utilisant le schéma explicite, les valeurs inconnues sont trouvées par voie d'itération pour un intervalle de temps constant en se déplaçant d'une position à une autre le long du canal. Les résultats trouvés sont nécessaires pour le prochain calcul. Par ailleurs en schéma implicite, que nous allons utiliser pour le calcul de la propagation de l'onde de crue dans le cours d'eau principal du bassin versant d'oued El Abiod, toutes les valeurs inconnues pour un temps donnés sont trouvés simultanément (GARY, 1991).

VI.4.8 Conditions initiales

En début de calcul, la condition initiale nécessaire au calcul du débit et la hauteur h de la surface d'eau dans chaque profil en travers du canal doivent être connues.

Pour notre cas, nous considérons qu'il y a une fine lame d'eau qui coule dans le canal pour permettre au programme de commencer les calculs.

VI.4.9 Conditions aux limites

La condition aux limites amont est l'hydrogramme du débit entrant qu'est calculé par la formule de Sokolovsky (1959).

VI.4.10 Résolution des équations discrétisées

Pour une cellule de calcul, la valeur inconnue du débit spécifique et la célérité de l'onde sont évaluées par la méthode d'approximation itérative en quatre points (Ponce and Yevjev, 1978). Pour commencer les itérations, on utilise une projection linéaire pour faire une estimation initiale des valeurs inconnues du débit pour les points de la grille $(j+1, n+1)$ à partir des valeurs connues du débit aux points (j, n) , $(j+1, n)$ et $(j, n+1)$. Par la suite l'itération en quatre points est utilisée pour trouver la valeur inconnue du débit. La relation entre débit, section mouillée, largeur au miroir et hauteur sont définies par une fonction exponentielle qu'est déduite à partir de la forme de la section de calcul et l'équation de Manning pour l'écoulement uniforme (GARY, 1991).

VI.4.11 Incrémentation de temps

Lorsque le débit varie rapidement pendant l'événement de précipitation-écoulement, on utilise un pas de temps très petit pour augmenter l'efficacité du schéma numérique. La taille de l'incrément temporel est déterminée comme le tau de changement du débit entrant à l'aval du bief du canal (PONCE et THEURER, 1982) dans (GARY, 1991).

VI.4.12 Incrémentation d'espace

L'incrément d'espace ΔX est choisi d'une manière à définir la taille de la grille par laquelle le calcul numérique de l'écoulement s'effectue. L'incrément d'espace de calcul peut être pris égal à la longueur du bief ou à une partie de ce même bief du canal.

Le critère de précision est donné par (PONCE et THEURER, 1982) dans (GARY, 1991).

$$\Delta X \leq \frac{1}{2} \left(c\Delta t - \frac{q}{S_0} c \right) \dots\dots\dots(VI.17)$$

où q et c réfèrent respectivement au débit et à la célérité.

VI.4.13 Stabilité numérique

La stabilité numérique de calcul est directement associée à la méthode de calcul.

$$C_1 + C_2 + C_3 = 1 \dots\dots\dots(VI.18)$$

VI.4.14 Calibrage et validation

Dans le but d'appliquer le code de calcul sur le bassin versant d'oued El Abiod, nous avons collecté les données disponibles afin d'estimer les paramètres du modèle. Une grille d'altitude est obtenue au moyen du logiciel Global Mapper pour être utilisée comme base de calcul hydraulique des soubassins.

Les critères utilisés pour le calibrage et la validation du modèle sont le débit max, le volume de la crue, temps de montée de l'hydrogramme de crue et la forme de l'hydrogramme.

La crue du 29 et 30 Mars 2004 reconstituée dans le barrage de Foug El Gherza est sélectionnée pour le calibrage du modèle. Cette crue était parmi les plus importantes crues dans le bassin versant d'oued El Abiod. Le débit max de la crue est de l'ordre de 1000 m³/s .Le temps de montée est de l'ordre de 24 heures et un temps de descente de quelques heures.

Les résultats de calibrage sont présentés dans la figure N°VI.9.

Le modèle est stable, le débit max, le volume de la crue, le temps de montée et la forme de l'hydrogramme sont proches à l'hydrogramme de calage. La minime différence résulte de l'incertitude des données.

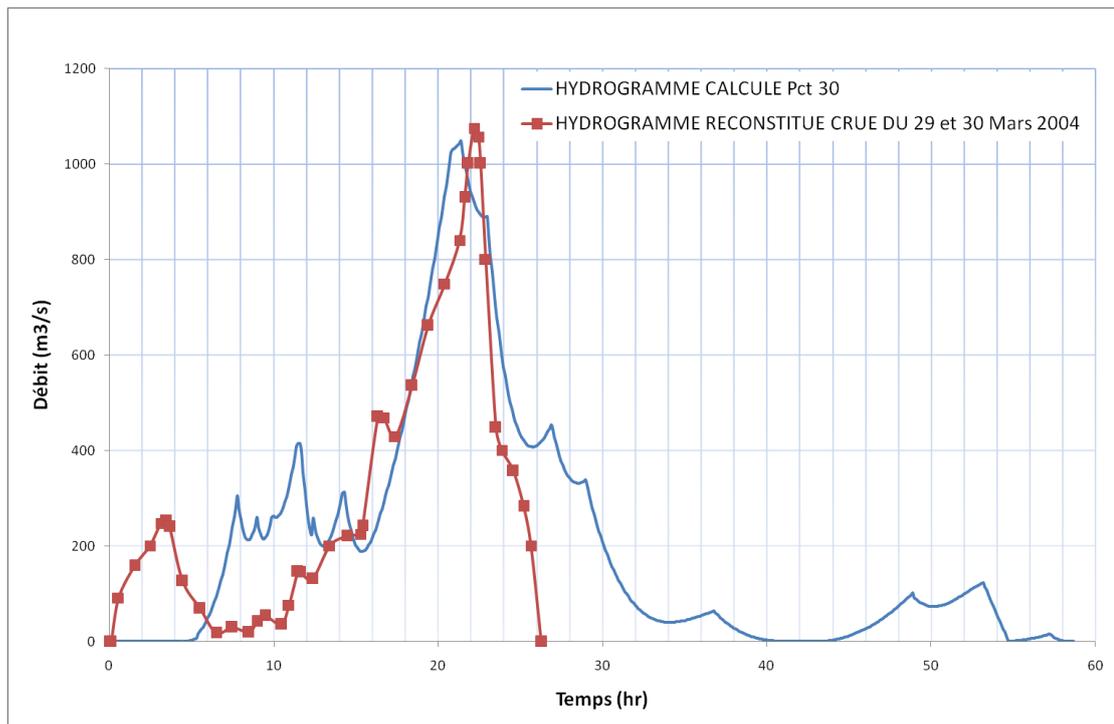


Figure N°VI.9 Comparaison entre hydrogramme reconstitué et hydrogramme calculé.

VI.4.15 Description du programme

Le programme ainsi conçu est appelé à faire le calcul différents paramètres hydrométriques des sous-bassins constituant les bassins versants d'oued El Abiod à savoir le temps de concentration et par conséquent le calcul des hydrogrammes de crue générés à l'aval de chaque sous-bassin selon différentes précipitations. Ces derniers sont introduits comme conditions aux limites amont dans chaque bief de calcul. Par la suite le programme fait la simulation de la propagation de ces derniers le long du cours d'eau principal jusqu'à l'entrée dans le barrage de Foug El Gherza.

Donc le programme nous permet de calculer l'hydrogramme de crue sortant du bassin versant et entrant dans le barrage qu'est simulé sur la base d'une précipitation donnée. En plus nous permet de suivre l'évolution de la propagation de l'onde de crue le long du cours d'eau principal et le volume d'eau qui peut être intercepté dans le barrage.

VI.4.16 Résultats et discussion

VI.4.16.1 Hydrogramme d'entrée

Les hydrogrammes d'entrée ont été calculés par la méthode de Sokolovsky(1959) et sont utilisés comme condition aux limites amont. En effet 19 hydrogrammes contribuent à l'écoulement dans le canal principal. Leurs débits max selon différentes précipitations de courte durée sont présentés dans le tableau N°VI.1.

Tableau N°VI.1: débits max des soubassins.

N°	SSB(Km2)	Qmax(m3/s)					
		Pct=10	Pct=20	Pct=30	Pct=40	Pct=50	Pct=60
1	85.27	60.63	121.26	181.88	242.51	303.14	363.77
2	46.83	34.93	69.85	104.78	139.71	174.64	209.56
3	279.61	101.78	203.55	305.33	407.1	508.88	610.66
4	20.27	37.56	75.12	112.68	150.23	187.79	225.35
5	47.89	42.13	84.26	126.38	168.51	210.64	252.77
6	29.76	36.77	73.54	110.3	147.07	183.84	220.61
7	117.88	57.21	114.42	171.63	228.84	286.06	343.27
8	21.28	31.36	62.73	94.09	125.45	156.82	188.18
9	148	60.34	120.67	181.01	241.34	301.68	362.02
10	35.45	44.69	89.38	134.08	178.77	223.46	268.15
11	183.35	54.17	108.33	162.5	216.67	270.83	325
12	53.84	34.11	68.23	102.34	136.46	170.57	204.69
13	29.59	30.67	61.33	92	122.67	153.34	184
14	1.93	2.6	5.2	7.8	10.39	12.99	15.59
15	20.36	37.72	75.44	113.16	150.89	188.61	226.33
16	89.83	42.91	85.83	128.74	171.65	214.56	257.48
17	47.34	41.36	82.72	124.08	165.44	206.8	248.16
18	12.47	8.57	17.14	25.71	34.28	42.85	51.42
19	53.1	21.22	42.45	63.67	84.9	106.12	127.35

VI.4.16.2 Hydrogramme de sortie

Figure N°VI.10 présente les différents hydrogrammes de crue calculés pour différentes précipitations de courte durée.

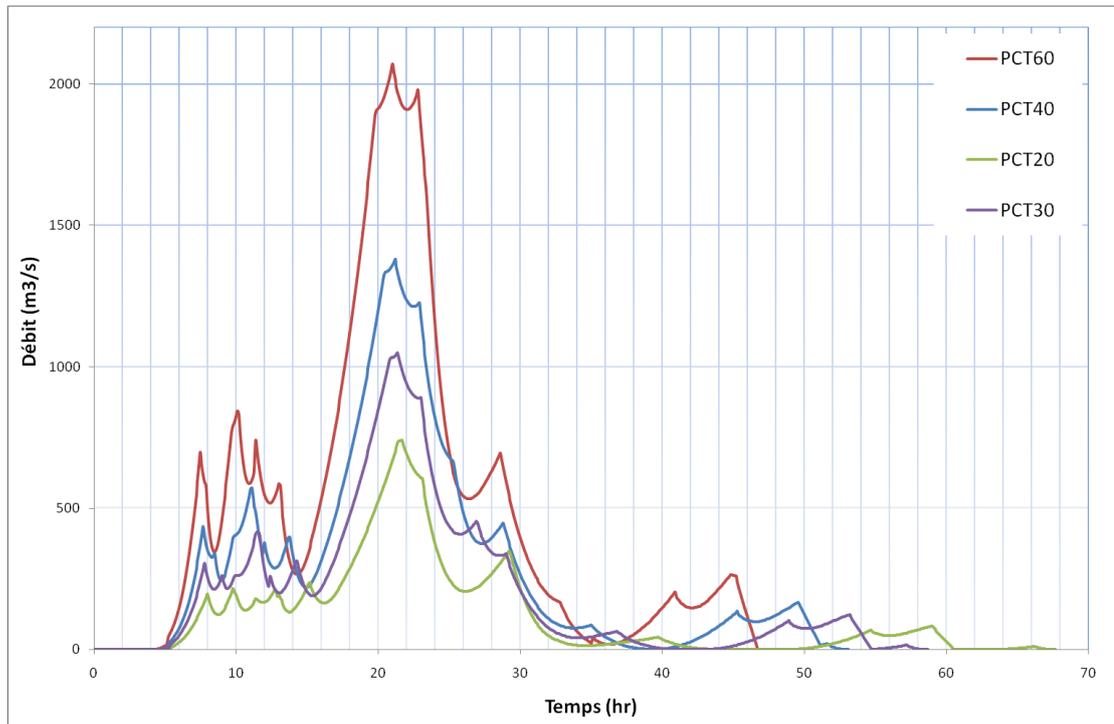


Figure N°V.10 *Hydrogrammes de crue calculés pour différentes précipitations de courte durée.*

VI.4.16.3 Comparaison entre l'hydrogramme calculé et l'hydrogramme global

Figure N°V.11 présente la sous estimation du débit max du bassin versant d'oued El Abiod calculé par la méthode de Sokolovsky en comparaison avec l'hydrogramme calculé

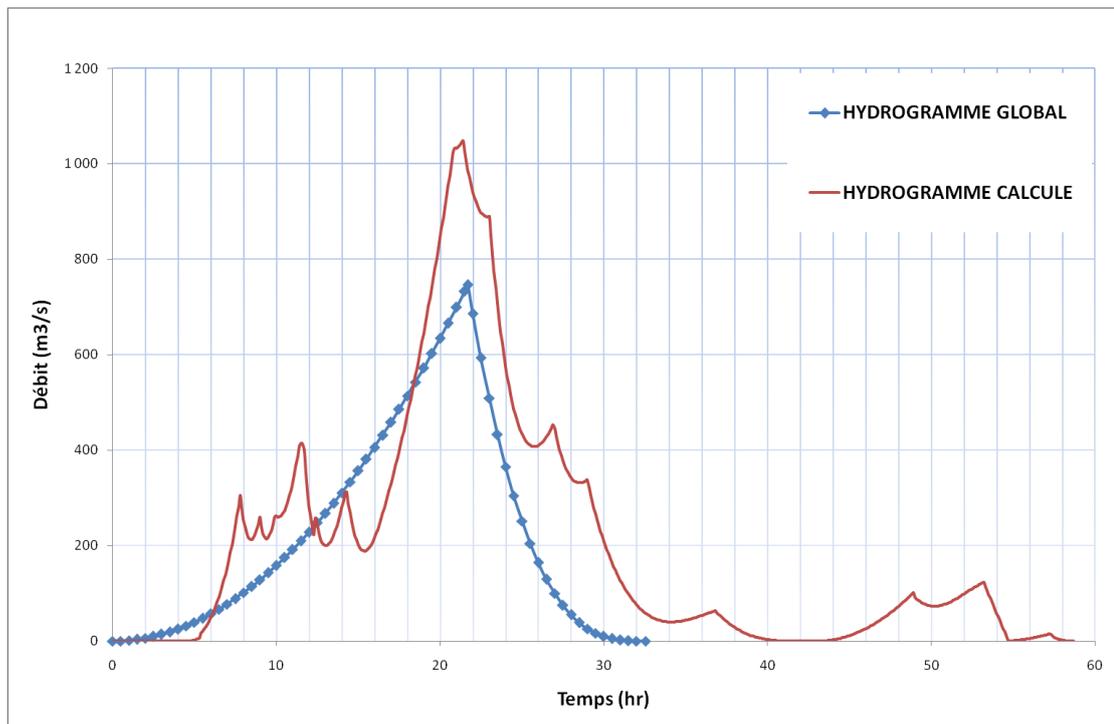


Figure N°VI.11 Comparaison entre l'hydrogramme global et l'hydrogramme calculé.

VI.4.16.4 Comparaison entre volume obtenu par simulation et volume global

La simulation de plusieurs séquences de précipitation a été réalisée dans le but d'établir une relation entre la précipitation de courte durée et le volume d'eau qui peut être reçu à l'aval du bassin versant d'oued El Abiod.

En effet, lorsqu'on compare les volumes calculés par le modèle analytique qu'est basé sur la méthode de Sokolovsky avec le modèle numérique que nous avons conçu, on constate une sous estimation des volumes interceptés dans le barrage.

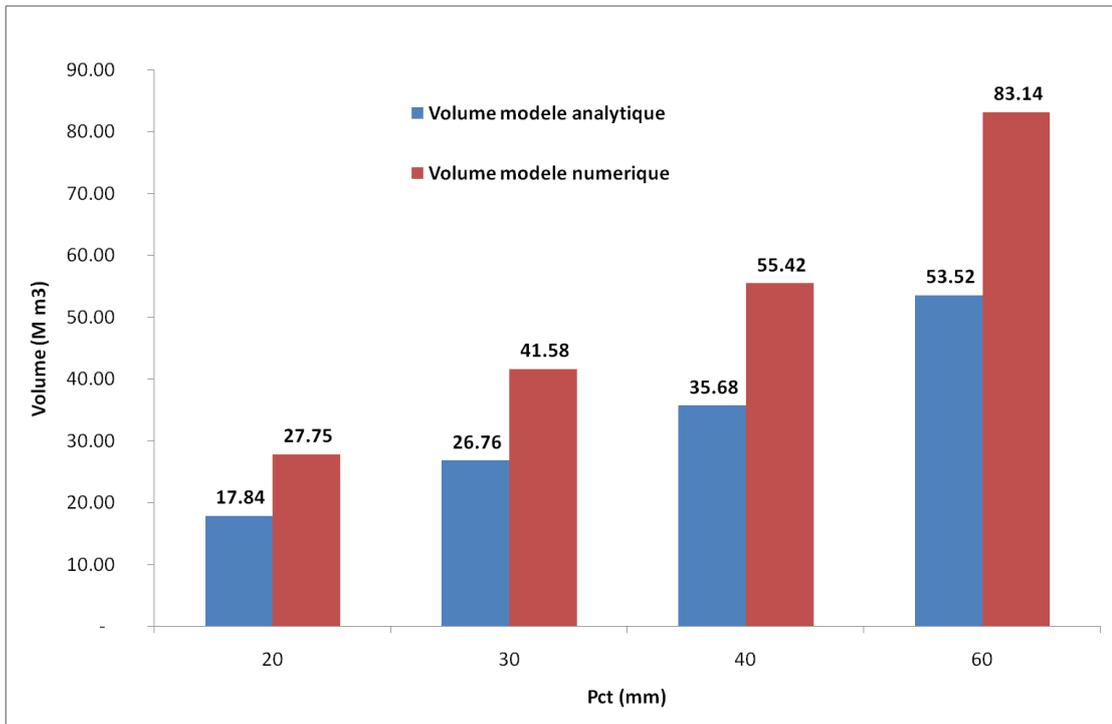


Figure N°VI.12 Volume intercepté en fonction de Pct du modèle analytique et numérique.

VI.4.16.5 Relation Précipitation – Débit max du bassin versant d'oued El Abiod

L'exploitation de différentes séquences de précipitation nous permet d'établir une relation entre la précipitation de courte durée et le débit max qui en résulte en aval du bassin versant.

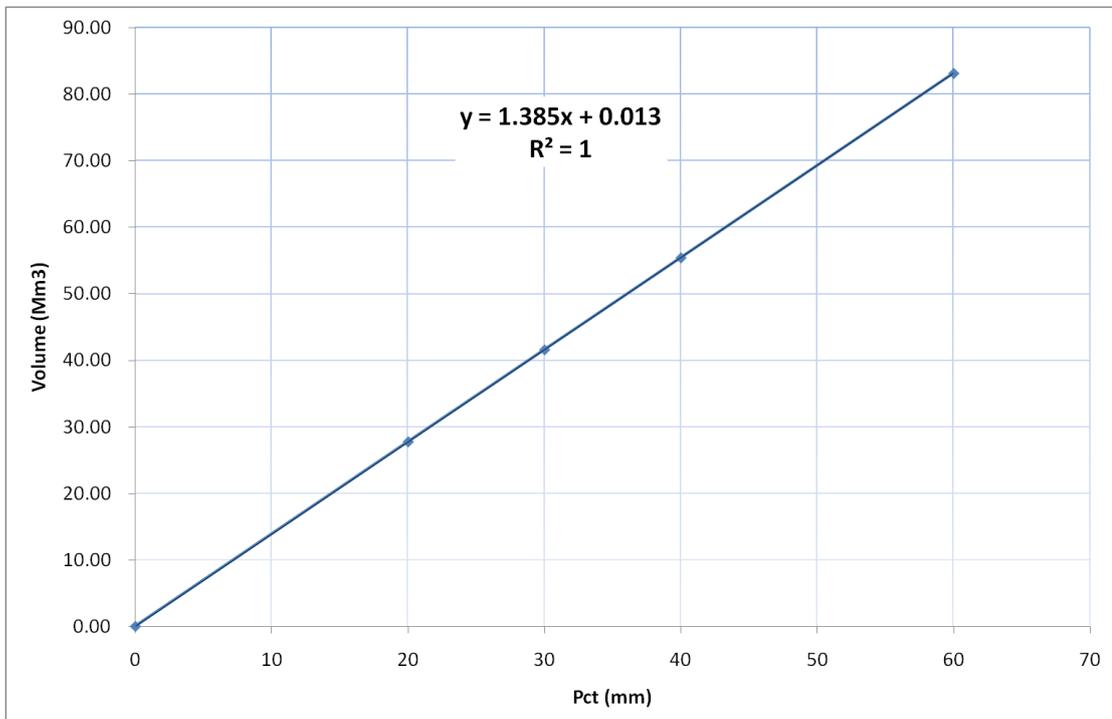


Figure N°VI.13 Volume intercepté en fonction de la précipitation de courte durée.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation de cette thèse nous nous sommes intéressés aux phénomènes des crues extrêmes et transport solide en milieu aride et semi aride au moyen de la modélisation numérique. En effet, l'étude des crues extrêmes en milieu aride et semi aride a pris l'attention des chercheurs vue l'importance de fournir des techniques de collection des données, définir le type des crues extrêmes et leurs genèses, propriétés, distribution spatiale et temporelle, techniques de prévision et systèmes d'alerte et de contrôle. Les crues extrêmes se résument en deux types : crues extrêmes naturelles qui sont dues principalement à des précipitations et crues extrêmes dues aux ruptures des barrages.

L'analyse bibliographique nous a permis de constater que tous les modèles numériques de simulation de la propagation de l'onde de crue de rupture de barrage, simples ou sophistiqués, sont basés sur la combinaison entre un modèle hydraulique et un modèle de transport solides afin de calculer le débit de rupture et de simuler le processus d'ouverture de la brèche par érosion. Néanmoins, les concepteurs de ces modèles n'ont pas considéré les barrages construits dans les zones arides et semi arides qui sont exposés dans leur globalité aux aléas d'envasement dont lors d'une éventuelle rupture, la vase contenue dans la retenue peut instantanément remise en mouvement et transporté vers l'aval du barrage sous l'effet du courant liquide. De ce fait, nous nous sommes convergés vers la modélisation de l'onde de crues d'une éventuelle rupture d'un barrage en tenant compte l'érosion et l'évacuation de la vase dans la vallée. De même pour les particules solides contenus dans la vallée qui seront mis en mouvement et transportés suite au passage de l'onde de crue.

Ainsi nous avons pris comme exemple d'étude le barrage de Hamiz qui se trouve dans une zone semi aride et qui présente un taux d'envasement de plus de 30 %. Pour ce faire, nous avons fait la collecte des données relatives à la zone d'étude qui sont nécessaires à la conception du modèle géométrique de la cuvette du barrage et de la vallée. Aussi, nous avons exploité les différents rapports des compagnes de dragage du barrage et les résultats des analyses effectués.

En suite, nous avons réalisé le modèle numérique de simulation du phénomène de rupture du barrage qui a compris deux parties : la première a consisté en la modélisation de l'écoulement dans la retenue elle-même et l'érosion des sédiments provoqué par cet écoulement. La deuxième a consisté en la modélisation de la propagation de l'onde de rupture dans la vallée en étudiant la variation du débit, la colonne d'eau écoulée, l'étendue de l'inondation et le transport des sédiments dans l'espace et dans le temps de la propagation de l'onde, ainsi que le temps d'arrivée des débits max qui génèrent les hauteurs maximales d'émersion.

En plus du calcul de la ligne d'eau dans la vallée et la durée de l'inondation, le modèle ainsi développé calcule l'érosion et la mise en mouvement des sédiments contenus dans la retenue. Il prédétermine les zones vulnérables à l'inondation et à l'érosion ou dépôt des sédiments qui peuvent porter préjudice à l'environnement, comme il donne la portée de transport des sédiments selon différents diamètres dans la vallée en fonction du débit. Ainsi il donne les informations nécessaires sur la vitesse de propagation de l'onde de crue et le temps de son arrivée à chaque zone dans la vallée.

Après avoir testé plusieurs scénarios de rupture du barrage, nous avons retenu la variante dont le débit max de l'éventuelle crue de rupture est obtenu après 9 minutes qu'est le temps nécessaire à la formation de la section maximale de la brèche et dont la vidange de la retenue est estimé à 32 minutes. La répartition des contraintes de cisaillement dans la retenue est fonction de la colonne d'eau écoulee dans cette dernière dont les contraintes maximales génèrent une érosion max et par conséquent un transport intense des sédiments. La quantification des sédiments induits se fait en tenant compte du diamètre moyen de particules solides introduites lors des calculs. En effet, seuls les sédiments ayant un diamètre inférieur ou égal à 20 mm qui seront remis en mouvement et transportés à l'aval du barrage. Sur la base de ce même scénario de rupture, nous sommes parvenus à délimiter l'étendue de l'inondation, elle est exprimée par la largeur mouillée max enregistrée au niveau de chaque profil de calcul. En reliant entre ces différents segments, on obtient la zone inondable lors du passage de l'onde de crue. On assiste à des endroits où l'étendue peut atteindre les 4000 m de largeur. Donc l'inondation va toucher respectivement les villes de Hamadi, Dar El Beida, Hamiz, Rouiba, Bordj El Kifan et Ben Meurad. La durée totale pour le passage de l'onde de crue est estimée à 150 minutes. Par le biais des Profils en travers de l'inondation nous avons déterminé les endroits où la contrainte due à l'écoulement est inférieure à celle d'entraînement des particules solides. Donc dans ces zones on assiste à un dépôt considérable des sédiments selon les différentes classes granulométriques. Les sédiments ayant un diamètre inférieur ou égal à 5 mm seront transportés jusqu'à la mer. La quantification des sédiments déposés dans la vallée et ceux transportés jusqu'à la mer, consiste en l'évaluation du bilan de transport des sédiments au niveau des profils de calcul. Il est à signaler que la condition de stabilité numérique de calcul de la phase liquide était satisfaite durant toutes les étapes de la simulation. Par contre lors du calcul de la phase solide, qu'est effectué indépendamment de la phase liquide, la condition de stabilité n'a pas été satisfaite à cause de la différentiabilité des paramètres hydrauliques qui provoquent la mise en mouvement des sédiments. De ce fait, nous nous sommes limités seulement à la délimitation des zones vulnérables au dépôt des sédiments par le biais des contraintes exercées sur les particules solides en mouvement.

Quant à la simulation des crues extrêmes naturelles, nous avons constaté que parmi tous les modèles cités en bibliographie, aucun modèle ne peut simuler correctement l'écoulement dans les cours d'eau si la condition aux limites amont du bief de calcul n'est pas bien définie à savoir l'hydrogramme entrant. Pour y remédier nous avons procédé à la conception d'un modèle numérique de simulation des écoulements de crues issus de soubassins constituant un grand bassin versant dont nous avons pris comme cas d'étude le bassin versant de oued El Abiod qui se trouve dans un milieu aride.

En effet, nous avons mis en exergue la différence entre la méthode analytique de Sokolovsky utilisée dans le calcul de l'hydrogramme de crue des grands bassins versants et la méthode de Muskingum. Cette dernière a été appliquée sur le cours d'eau principal du bassin versant d'oued El Abiod afin de fournir des informations exactes sur la propagation des crues le long de ce dernier. Le modèle ainsi conçu est appelé à faire le calcul des différents paramètres hydrométriques des soubassins constituant le bassin versant d'oued El Abiod à savoir le temps de concentration et par conséquent le calcul des hydrogrammes de crues générés à l'aval de chaque soubassin selon différentes précipitations. Ces derniers sont introduits comme conditions aux limites amont dans chaque bief de calcul. Par la suite le programme fait la simulation de la propagation de l'onde de crue le long du cours d'eau principal jusqu'à l'entrée dans le barrage de Foug El Gherza.

Donc le modèle nous permet de calculer l'hydrogramme de crue sortant du bassin versant et, en même temps, entrant dans le barrage qu'est simulé sur la base d'une précipitation donnée. En plus nous permet de suivre l'évolution de la propagation de l'onde de crue le long du cours d'eau principal. Il calcule le débit et le volume d'eau intercepté durant l'événement de crue dans le barrage.

Après simulation, nous avons constaté que le modèle est stable, et que les critères de calage et de validation à savoir : le débit max, le volume de la crue, le temps de montée et la forme de l'hydrogramme sont proches à l'hydrogramme de calage reconstitué dans le barrage de Foug El Gherza durant les événements de crue. La minime différence résulte de l'incertitude des données.

Ce modèle permet à l'exploitant du barrage de prendre la décision nécessaire pour la protection de la population se trouvant à l'aval du barrage en cas d'alerte météorologique. Ce modèle peut être utilisé comme une alternative aux modèles des hydrogrammes analytiques pour le calcul des crues de projet.

Enfin nous espérons que, avec le biais de cette thèse, nous avons apporté un plus en matière d'études de crues extrêmes et transport solide en milieu aride et semi aride.

BIBLIOGRAPHIE

AGNEW C., ANDERSON W. 1992

Water in the arid realm. Routledge: London. Alley, W. M. (1984). The Palmer drought severity index: Limitations and assumptions. *Journal of Climate and Applied Meteorology*, 23(5615), 1100–1109.

BRIVOIS O., 2005

Contribution à la modélisation de l'érosion de fortes pentes par un écoulement turbulent diphasique. Thèse de doctorat préparée au laboratoire de mécanique et de l'acoustique, CNRS Marseille et dans l'équipe ouvrages hydrauliques du CEMAGREF, Aix- en – Provence, Université de la méditerranée Marseille II, 232 p.

BROICH K., 1998

Mathematical modelling of dambreak erosion caused by overtopping, K.Broich, CADAM proc., Munich meeting, pp. 8-9.

BALAYN P., 2001

Contribution à la modélisation numérique de l'évolution morphologique des cours d'eau aménagés lors de crues, thèse de doctorat, N° 111- 2001, Université de Claude BERNARD- Lyon 1, 140 p.

BENKHALED. A., REZGUI. Z, SAKHRAOUI. F. 2013

FLOODS IN ABIOD WADI : ANALYSIS OF DATABASE, *Larhyss Journal*, ISSN 1112-3680, n°14, Juin 2013, pp. 179-191

CATHELINE C., 1998

Vidange des barrages EDF: quels impacts sur l'environnement, Mém. D.E.S.S., univ. Picardie, Amiens, 66 p. + annexes.

CETE méditerranée, 2005

Rupture de digues : pratiques actuelles de modélisation du processus de rupture et des conséquences en terme d'inondation, Recommandations aux Maîtres d'Ouvrages, Rapport du centre d'études techniques et de l'équipement.

CIGB, 1998

Étude d'onde de rupture de barrage – Synthèse et recommandations, Bulletin 111, CIGB (ICOLD).

CADAM , 2000

Rapport final du centre administratif départemental des alpes maritimes, Report SR 571, M.W.Morris.

CETE Méditerranée, 2001

Étude de sensibilité des modélisations hydrauliques 1D – Étape 1 : Recensement et quantification des sources d'incertitude externes – Rapport, CETE Méditerranée, site CETMEF1

CRISTOFANO, E.A., 1965

Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams, Report, US Bureau of Reclamation, Denver.

CHANSON H., 1999

Sediment transport mechanisms 1. Bed-load transport, The Hydraulics of Open Channel Flow, Published by Arnold, 338 Euston Road, London NW1 3BH, UK.

CHANSON H., 2005

Application of the Saint-Venant equations and method of characteristics to the dambreak wave problem, Report No.CH55/05, Dept. of Civil Engineering, ISBN 1864997966, The university of Queensland, Brisbane, Australia.

CHANSON H., 2006

Solution analytique de l'onde de rupture de barrage sur plan horizontal et incliné, JL La houille blanche, No.3, ISSN 0018- 6368, pp.76-86.

CAPART H., 2000

Dam-break induced geomorphic flows and the transition from solid-like to fluid-like behaviour across evolving interfaces. PhD thesis, Université catholique de Louvain, Civ. Eng. Dept., Hydraulics Division, Louvain-la-Neuve.

CAPART H., YOUNG D.L., ZECH Y., 2001

Dam-break induced debris flow. "Particulate gravity currents", special publication of the International Association of Sedimentologists (eds B Kneller, B McCaffrey, J Peakall, T Druitt), vol. 31, pp. 149-156.

CLARK, C.O. 1945.

Storage and the unit hydrograph. Transaction , ASCE, 110,1419-1446.

COSTA J.E., 1998

Floods from dam failures, Rapport 85-560, Denver, USGS, 1985; ICOLD, Etude de l'onde de rupture de barrage, Synthèses et recommandations, Paris CIGB.

COSTA J.E. et SCHUSTER R.L., 1988

The formation and failure of natural dams. Bull. Geol. Soc. Am. 100: 1054-1068.

CHOMEL V. ,2001

Grenoble et ses coseigneurs après l'inondation de 1219, Conférence de 24 Mars 2001, Archives départementales de Isère.

DE MARTONNE, E. 1926 Aréisme et indice artidite. Comptes Rendus de L'Acad Sci, Paris, 182, 1395–1398.

DUROZOY G., 1952

La Géologie et les Problème de l'Eau en Algérie, XIX^o Congrès géologique International, Alger.

DE VERIES M., 1987

Morphological computations. Lecture notes No f10A. Faculty of civil engineering, Department hydraulic engineering, Delf University of technology, Delft, The Netherlands.

ERIC Gaume 2002

Eléments d'analyse sur les crues éclair, Sciences of the Universe [physics]. EN-GREF (AgroParisTech), 2002. English. <NNT : 02ENGR0009>. <pastel-00002654>

FREAD D. L., 1981

Some limitations of dam Breach Flood Routing Model, ASCE Fall Convention, St Louis, ASCE, p.62-95.

FREAD D.L. et HARBAUGH T.E., 1973

Transient hydraulic simulation of breached earth dams", comptes rendus de l'ASCE, Journal of the Hydraulic Division, Vol.99,n°1,p.139-154.

FREAD D., 1991

BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures, comptes rendus ,National Weather Service, National Oceanic and Atmospheric Administration, SilverSpring, Maryland.

FREAD D.L. et LEWIS J.M., 1998

FLDWAV, A Generalized flood routine Model", comptes rendus de la National Conference on Hydraulic Engineering,Colorado Springs,ASCE,p.668-673.

FREAD D. L., 1987

NWSDam breach Models for microcomputers", Portland, ASCE Annal Conference of irrigation and drainage Division.

FODA M. A., HILL D. F., DENEALE P.L. et HUANG C.M., 1997

Fluidization Response of Sediment bed to Rapidly Falling Water Surface, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean engineerig, ASCE, vol. 123, n°5.

FODA M. A., HILL D. F., DENEALE P. L. et HUANG C. M.,1997

Fluidization response of sediment bed to rapidly falling water surface. *J. Waterways Port Coast. Ocean Engng*, N°123, pp. 261-265.

FRACCAROLLO L. et CAPART H., 2002

Riemann wave description of erosional dam-break flows, *J. Fluid Mech.* (2002), Cambridge University Press DOI: 10.1017/S0022112002008455, vol. 461, pp. 183-228.

FAURE J.B., 2004

Choix de la modélisation, comptes rendus, Cemagref, version 1.1.

GIANDOTTI M. 1934

Previsione delle piene e delle magre dei corsi d'acqua. *Istituto Poligrafico dello Stato*, 8: 107–117.

GOUBET A., 1993

Analyse des ruptures des barrages, causes et conséquences, Sécurité des barrages en service, ENGREF, pp.9-28.

Graf W.H., 1993

Hydraulique fluviale, Tome 1, Ecoulement permanent uniforme et non uniforme, *Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne Volume 16*, Edition Presse polytechnique et universitaires Romande, CH 1015, Lausanne, 250 p.

Graf W.H., 1995

Hydraulique fluviale, Tome 2, Ecoulement non permanent et phénomène de transport, *Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne Volume 16*, Edition Presse polytechnique et universitaires Romande, CH 1015, Lausanne, 378 p.

Graf W.H., 1999

Hydraulique fluviale, Tome 2, Ecoulement et phénomène de transport dans les canaux à géométrie simple, *Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne Volume 16*, Edition Presse polytechnique et universitaires Romande, CH 1015, Lausanne, 627 p.

GOSSE P. H., 1991

Prévision et reconstitution par modélisation numérique des concentrations de matières en suspension et d'oxygène dissous dans le Blavet à la fin de la vidange décennale du lac de Guerlédan (septembre 1985), *Hydroécol. Appl.* N°3, pp257-300.

HAGEN V.K., 1973

Re-evaluation of design Flood and Dam Safety, Rio de Janero, 14^e Congrès de l' ICOLD

IPCC. 2007

Climate change 2007: Impacts, adaptation and vulnerability. In M. L. Parry, O. F. Canziani, J. P. Palutikof, P. J. van der Linden, & C. E. Hanson (Eds.), Contribution of working group II to the fourth assessment, report of the intergovernmental panel on climate change.

Cambridge, UK: Cambridge University Press.

ILDEFONSE B., ALLAIN C. et COUSSOT, P, 1997

Des grands écoulements naturels à la dynamique du tas de sable, Cemagref éditions, 254 p.

JORDAN F., 2007

Modèle de prévision et de gestion des crues Optimisation des opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation pour la réduction des débits de crue. THÈSE NO 3711 (2007) à la faculté de l'environnement naturel, architectural et construit ,Laboratoire de constructions hydrauliques SECTION DE génie civil, ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES

JULIEN P. Y, 1995

Erosion and sedimentation, Cambridge, Cambridge University Press.

KULL, D., and FELDMAN, A. 1988.

Evolution of Clark's unit graph method to spatially distributed runoff , Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, 3(1),9-19.

LEBOSSE, LADREYT S., 2000

Notice théorique du logiciel LIDO 2.0, Logiciel de modélisation filaire des écoulements à surface libre, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, Centre d'Études Techniques Maritimes et Fluviales.

LE DELLIOU P., 2002

Les barrages et le risque sismique, extrait du Bulletin du service technique de l'énergie et des grands barrages 3eme trimestre 1995, risque et infos n° 13, Paris.

LISLE T.E., PIZZUTO J.E., IKEDA H., ISEYA F. et KODAMA Y., 1997

Evolution of a sediment wave in an experimental channel, WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 33, NO. 8, pp.1971–1981.

LOU W.C., 1981

Mathematical modelling of earth Dam breaches, these de doctorat, Colorado State University, Fort Collins.

MARCHE C. et FUAMBA M., 2002

Observation et prédiction d'une brèche de rupture dans une digue submergée, Revue Canadienne de génie civil, vol.29, n°6, pp.875-884.

MARCHE C., 2004

BARRAGES crues de rupture et protection civile, Edition Presses internationales Polytechnique ISBN 2 553 01133 4, 388 p, Canada,

MIGNIOT C., 1993

Rhéologie des vases et comportement sous les actions hydrodynamiques, Conférence transport solide, Montreal, Ecole Polytechnique de Montreal.

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. N° d'ordre 52 2002, Université Claude Bernard Lyon 1.

PAPANICOLAOU N., BDOUR A. et WICKLEIN E., 2004

One-dimensional hydrodynamic/sediment transport model applicable to steep mountain streams, International Association of Hydraulic Engineering and Research ,Journal of Hydraulic Research Vol. 00, pp. 1–19

PETERS, J. and EASTON, D. 1996

Runoff simulation using radar rainfall data, Water resources Bulletin, AWRA, 32(4), 753-760.

PONCE V. M. et TSIVOGLU A. J., 1981

Modeling Gradual Dam Breaches - Journal of the Hydraulics Division, Vol. 107, No. HY7.

PONCE V. M., 1991

The kinematic wave controversy, journal of hydraulic engineering, ASCE, 117(4), 511-525.

POIREL A., VINDIMIAN E. et GARRIC J., 1994

Gestion des vidanges des réservoirs, mesures prises pour préserver l'environnement et retour d'expérience sur une soixantaine de vidange, 18 eme congrés des grands barrages, CIGB Q 69- R 9, Durban, pp. 321-349.

ONU, 2002

Guidelines for reducing flood losses, Rapport de synthèse, Organisation des Nations Unies

REMINI B., AVENARD J.M. et KETTAB A., 2003

Envasement des barrages, Edition CEDOC, 208 p, Algérie.

REMINI B. et HALLOUCHE W., 2005

L'alluvionnement des retenues, Laboratoire: Eau- Roche- Plante, Centre universitaire de Khemis Miliana Algérie, Edition, DL 988-2005, ISBN 9947-0-0856-8, 102 p.

REMINI B., 2005

Hydraulique appliquée, collection hydraulique et transport des sédiments, édition, DL 987-2005, ISBN 9947-0-0855-X, 144 p, Algérie.

REMENERIAS G. 1976

Hydrologie de l'ingénieur, Ed Eyrolies, Paris .

ROBERT C. et PAUL R., 2000

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

ROFES G., TROCHERIE F., GARAT O., VALLON M., et CARDINAL H., 1990

Characterization of dam sediments for ecotoxicological hazard assessment bound to draining, *Revue des science de l'eau*, N°4, pp 65-82.

SAIKIA M. D. et SARMA A .K. ,2006

analysis for adopting logical channel section for 1d dam break analysis in natural channels, VOL.1, NO.2, ISSN 1819-6608 ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, © Asian Research Publishing Network (ARPN), www.arpnjournals.com.

SCET. ,1971

Société Centrale pour l'Equipement du Territoire. Monographie des grands barrages. Barrage de Foug El Gherza, 47 p

SINGH V. P, 1996

Dam Breach Modeling Technology, Kluwer Academic Publisher, Netherlands.

SINGH V. P., SCARLATOS P. D., 1988

Analysis of Gradual Earth-Dam Failure, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 114, No. 1, pp. 21-42.

SINGH, V.P. et QUIROGA, C.A., 1988

Dimensionless Analytical Solution for Dam-Breach Erosion - *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 26, No 2.

SINGH V.P., 1996

Dam breach modelling technology, Dordrecht, KLUWER Academic Publisher.

SINGH V. P. et SCARLATOS P. D., 1985

Breach erosion of earth fill dams and flood routine: BEED Model, rapport 17, Vicksburg, US Army corps of Engineers, Waterway Experiment Station, Environmental Laboratory, Military Hydrology.

SI YOUCEF Y., 2001

L'analyse numérique en langage C, Edition OPU, ISBN:9961-74-252-4, EPAU – Alger.

SOKOLOVSKY D.L., 1959

River runoff, hydrometeorological publishing house

STADLER S. J. 2005

Aridity indexes. In J. E. Oliver (Ed.), Encyclopedia of world climatology (pp. 89–94). Heidelberg: Springer.

STOCKER J.J., 1957

Water wave, New York, Interscience Publishers Inc.

TINGSANCHALI T. et CHINNARASRI C., 2001

Numerical modelling of dam failure due to flow overtopping, Water Engineering and Management Program, School of Civil Engineering, Asian institute of Technology, PO Box 4, Klong Luang, Pathunithani 12120, Thailand, Hydrological Sciences-Journal, N°46.

THORNTHWAITE C. W. 1948

An approach toward a rational classification of climate. Geographical Review, 38(1), 55–94.

UNESCO, 1979

Map of the world distribution of arid regions: Map at scale 1:25,000,000 with explanatory note. MAB Technical Notes 7, UNESCO, Paris.

VISCHER D. L. et HAGER W. H., 1997

Dam Hydraulics, Wiley Series in Water Resources Engineering, Toronto, John Wiley & Sons.

VALEMBOIS J. et MIGNIOT C., 1975

Rejets des produits de dragages à l'aval d'un barrage sur l'oued Hamiz, extrait de la houle blanche N°2-3, pp. 155-172.

WAHL T., 1998

Prédiction of embankment Dam Breach Parameters, a literature review and Needs Assessment, rapport DSO-986004, Denver, Dam Safety Office, Water Resources Research Laboratory, US Bureau of Reclamation.

WALTON K. 1969

The arid zone. Chicago, IL: Aldine Publishing Co.

YORO, J. B., 1999

Formation de brèche dans les ouvrages en terre, Mémoire de DEA, Laboratoire de génie civil de Nantes-Saint-Nazaire.

ZERROUK E.D. et MARCHE C., 2001

Les prévisions des brèches de rupture des barrages en terre restent difficiles, Revue canadienne de génie civil, vol.28, pp.120-132.

ANNEXES

RESOLUTION DES EQUATIONS DE SAINT-VENANT-EXNER

A. Equations de Saint-Venant-Exner

Les équations de Saint-Venant-Exner dans la forme the monodimensionnelle sont écrites sous la forme:

L'équation de continuité de l'écoulement liquide :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (A.1)$$

L'équation dynamique de l'écoulement liquide :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (QV) + g.S \left(\frac{\partial h}{\partial x} + J \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (A.2)$$

L'équation de continuité de l'écoulement solide :

$$\frac{\partial A_s}{\partial t} + \frac{1}{(1-P_r)} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (A.3)$$

A.1 Discrétisation des équations par le schéma de Preissman

Le schéma original de Preissman discrétise toute fonction f du domaine d'écoulement en calculant les dérivées temporelles et spatiales avec un coefficient de pas d'espace ($\psi=0.5$) comme suit :

$$f = \theta \frac{f_{i+1}^{n+1} + f_i^{n+1}}{2} + (1-\theta) \frac{f_{i+1}^n + f_i^n}{2} \quad \dots\dots\dots (A.4)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \theta \frac{(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1})}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{(f_{i+1}^n - f_i^n)}{\Delta x} \quad \dots\dots\dots (A.5)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{2} \frac{(f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n)}{\Delta t} + \frac{1}{2} \frac{(f_i^{n+1} - f_i^n)}{\Delta t} \quad \dots\dots\dots (A.6)$$

Puis, les notations suivantes sont adoptées :

$$\Delta Q_i = Q_i^{n+1} - Q_i^n$$

$$\Delta Q_{i+1} = Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i+1}^n$$

$$\Delta Q_{s_i} = Q_{s_i}^{n+1} - Q_{s_i}^n$$

$$\Delta Q_{s_{i+1}} = Q_{s_{i+1}}^{n+1} - Q_{s_{i+1}}^n$$

$$\Delta h_i = h_i^{n+1} - h_i^n$$

$$\Delta h_{i+1} = h_{i+1}^{n+1} - h_{i+1}^n$$

A.1.1. Discretisation de l'équation de continuité

L'équation de continuité liquide est sous la forme :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots(A.7)$$

Dans les sections en travers $\frac{\partial S}{\partial h} = B$, l'équation (A.7) devient:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots(A.8)$$

D'où la discrétisation (n : pas de temps, i pas d'espace)

$$\theta \frac{(Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1})}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{(Q_{i+1}^n - Q_i^n)}{\Delta x} + \left[\theta \frac{(B_{i+1}^{n+1} + B_i^{n+1})}{2} + (1-\theta) \frac{(B_{i+1}^n + B_i^n)}{2} \right] \left[\frac{1}{2} \frac{(h_{i+1}^{n+1} - h_{i+1}^n)}{\Delta t} + \frac{1}{2} \frac{(h_i^{n+1} - h_i^n)}{\Delta t} \right] = 0$$

Pour des pas d'espace très petits

$$B_{i+1}^{n+1} = B_{i+1}^n$$

$$\theta \Delta Q_{i+1} + \frac{\Delta x}{4\Delta t} (B_{i+1}^n + B_i^n) \Delta h_{i+1} = \theta \Delta Q_i - \frac{\Delta x}{4\Delta t} (B_{i+1}^n + B_i^n) \Delta h_i - (\Delta Q_{i+1}^n - \Delta Q_i^n)$$

On suppose

$$\left. \begin{aligned} CG = CI = \theta \\ CH = \frac{\Delta x}{4\Delta t} (B_{i+1} + B_i) \\ CJ = -\frac{\Delta x}{4\Delta t} (B_{i+1} + B_i) \\ CK = -(\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i) \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$CG.\Delta Q_{i+1} + CH.\Delta h_{i+1} = CI.\Delta Q_i + CJ.\Delta h_i + CK \quad \dots\dots\dots(A.9)$$

A.1.2. Discrétisation et linéarisation de l'équation dynamique

L'équation de conservation de la quantité de mouvement est la suivante :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (QV) + g.S \left(\frac{\partial h}{\partial x} + J \right) = 0 \quad \dots\dots\dots(A.2)$$

Le gradient longitudinal de l'énergie J qui résulte de la résistance des forces de frottement est calculé par la formule de Manning-Strickler

$$J = \frac{Q|Q|}{D^2}$$

D'où l'équation ci*-dessus peut être écrite :

So the above equation can be written:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(QV) + g.S\left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{D^2}\right) = 0 \quad \dots\dots\dots(A.10)$$

Ou D est la débitance (m³.s⁻¹) : $D = K_s.S.R_h^{2/3}$

donc:

$$Q|Q| + D^2 \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g.S} \left[\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x}(QV) \right] \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots(A.11)$$

la discrétisation (n : pas de temps, i pas d'espace):

$$\theta \frac{Q^2|_{i+1}^{n+1} + Q^2|_i^{n+1}}{2} + (1-\theta) \frac{Q^2|_{i+1}^n + Q^2|_i^n}{2} + \dots\dots\dots(I)$$

$$\left[\theta \frac{D^2|_{i+1}^{n+1} + D^2|_i^{n+1}}{2} + (1-\theta) \frac{D^2|_{i+1}^n + D^2|_i^n}{2} \right] X \quad \dots\dots\dots(II)$$

$$\left\{ \theta \frac{h_{i+1}^{n+1} + h_i^{n+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{h_{i+1}^n + h_i^n}{\Delta x} + \dots\dots\dots(III)$$

$$\left[\frac{\theta}{2g} \left(S^{-1}|_{i+1}^{n+1} + S^{-1}|_i^{n+1} \right) + \frac{(1-\theta)}{2g} \left(S^{-1}|_{i+1}^n + S^{-1}|_i^n \right) \right] X \quad \dots\dots\dots(VI)$$

$$\left[\frac{1}{2} \frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i+1}^n}{\Delta t} + \frac{1}{2} \frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t} + \dots\dots\dots(V)$$

$$\left. \theta \frac{(QV)_{i+1}^{n+1} - (QV)_i^{n+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{(QV)_{i+1}^n - (QV)_i^n}{\Delta x} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots(VI)$$

L'équation est linéarisée terme par terme, Seulement les termes du premier ordre de ΔQ ou ΔZ sont préservés

Terme (I)

$$\begin{aligned} Q^2 &= \theta \frac{Q^2|_{i+1}^{n+1} + Q^2|_i^{n+1}}{2} + (1-\theta) \frac{Q^2|_{i+1}^n + Q^2|_i^n}{2} \\ &= \frac{\theta}{2} \left[Q^2|_{i+1}^{n+1} - Q^2|_{i+1}^n + Q^2|_i^{n+1} - Q^2|_i^n \right] + \frac{1}{2} \left[Q^2|_{i+1}^n + Q^2|_i^n \right] \\ Q^2|_{i+1}^{n+1} - Q^2|_{i+1}^n &= (Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i+1}^n)(Q_{i+1}^{n+1} + Q_{i+1}^n) = \Delta Q_{i+1} (\Delta Q_{i+1} + 2Q_{i+1}^n) \cong 2Q_{i+1}^n \cdot \Delta Q_{i+1} \end{aligned}$$

Ou :

$$Q^2 = \theta [Q_{i+1}^n \cdot \Delta Q_{i+1} + Q_i^n \cdot \Delta Q_i] + \frac{1}{2} [Q^2|_{i+1}^n + Q^2|_i^n]$$

$$\left. \begin{aligned} CB_1 &= \frac{1}{2} [Q^2|_{i+1}^n + Q^2|_i^n] \\ CB_2 &= \theta Q_{i+1}^n \\ CB_3 &= \theta Q_i^n \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$CB_1 + CB_2 \Delta Q_{i+1} + CB_3 \Delta Q_i = Q^2 \quad \dots\dots\dots(A.12)$$

Terme (II)

$$D^2 = \theta [D_{i+1}^n \cdot \Delta D_{i+1} + D_i^n \cdot \Delta D_i] + \frac{1}{2} [D^2|_{i+1}^n + D^2|_i^n]$$

Linéarisation :

$$D^{n+1} = D^n + \left. \frac{\partial D}{\partial h} \right|^n \Delta h + \left. \frac{\partial D}{\partial Q} \right|^n \Delta Q$$

$$\frac{\partial D}{\partial h} = K_s \left(\frac{5}{3} \frac{\partial S}{\partial h} \frac{S^{2/3}}{P^{2/3}} - \frac{2}{3} \frac{\partial P}{\partial h} \frac{S^{5/3}}{h^{5/3}} \right) = \frac{K_s R_h^{2/3}}{3} \left(5B - 2R_h \frac{\partial P}{\partial h} \right)$$

$$\frac{\partial D}{\partial Q} = 0$$

$$D^2 = \frac{1}{2} [D^2|_{i+1}^n + D^2|_i^n] + \theta D_{i+1}^n \frac{K_s |_{i+1}^n R_h^{2/3} |_{i+1}^n}{3} \left(5B_{i+1}^n - 2R_{h|i+1}^n \frac{\partial P}{\partial h} |_{i+1}^n \right) \Delta h_{i+1}$$

$$+ \theta D_i^n \frac{K_s |_i^n R_h^{2/3} |_i^n}{3} \left(5B_i^n - 2R_{h|i}^n \frac{\partial P}{\partial h} |_i^n \right) \Delta h_i$$

$$\left. \begin{aligned} CC_1 &= \frac{1}{2} [D^2|_{i+1}^n + D^2|_i^n] \\ CC_4 &= \theta D_{i+1}^n \frac{K_s |_{i+1}^n R_h^{2/3} |_{i+1}^n}{3} \left(5B_{i+1}^n - 2R_{h|i+1}^n \frac{\partial P}{\partial h} |_{i+1}^n \right) \\ CC_5 &= \theta D_i^n \frac{K_s |_i^n R_h^{2/3} |_i^n}{3} \left(5B_i^n - 2R_{h|i}^n \frac{\partial P}{\partial h} |_i^n \right) \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$CC_1 + CC_4 \Delta h_{i+1} + CC_5 \Delta h_i = D^2 \quad \dots\dots\dots(A.13)$$

Terme (III)

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial x} &= \theta \frac{h_{i+1}^{n+1} - h_i^{n+1}}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{h_{i+1}^n - h_i^n}{\Delta x} \\ &= \frac{\theta}{2} (\Delta h_{i+1} - \Delta h_i) + \frac{1}{2} (h_{i+1}^n - h_i^n) \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} CD_1 &= \frac{1}{2}(h_{i+1}^n - h_i^n) \\ CD_4 &= \frac{\theta}{\Delta x} \\ CD_5 &= -\frac{\theta}{\Delta x} \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$CD_1 + CD_4 \Delta h_{i+1} + CD_5 \Delta h_i = \frac{\partial h}{\partial x} \dots\dots\dots(A.14)$$

Terme (IV)

$$\frac{1}{Sg} = \frac{\theta}{2g} (S^{-1}|_{i+1}^{n+1} + S^{-1}|_i^{n+1}) + \frac{(1-\theta)}{2g} (S^{-1}|_{i+1}^n + S^{-1}|_i^n)$$

Linéarisation :

$$\frac{1}{Sg} = \frac{\theta}{2g} (S^{-1}|_{i+1}^{n+1} + S^{-1}|_i^{n+1}) + \frac{(1-\theta)}{2g} (S^{-1}|_{i+1}^n + S^{-1}|_i^n)$$

$$S^{-1}|^{n+1} = S^{-1}|^n + \frac{\partial}{\partial h} (S^{-1})^n \Delta h + \frac{\partial}{\partial Q} (S^{-1})^n \Delta Q$$

$$\frac{\partial}{\partial h} (S^{-1})^n = -\frac{B^n}{S^2|_i^n}$$

$$\frac{\partial}{\partial Q} (S^{-1})^n = 0$$

$$\frac{1}{Sg} = \frac{1}{2g} \left(\frac{1}{S}|_{i+1}^n + \frac{1}{S}|_i^n \right) + \frac{\theta}{2g} \left(-\frac{B}{S^2}|_{i+1}^n \Delta h_{i+1} - \frac{B}{S^2}|_i^n \Delta h_i \right)$$

$$\left. \begin{aligned} CH_1 &= \frac{1}{2g} \left[\frac{1}{S}|_{i+1}^n + \frac{1}{S}|_i^n \right] \\ CH_4 &= -\frac{\theta}{2g} \frac{B}{S^2}|_{i+1}^n \\ CH_5 &= -\frac{\theta}{2g} \frac{B}{S^2}|_i^n \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$CH_1 + CH_4 \Delta h_{i+1} + CH_5 \Delta h_i = \frac{1}{Sg} \dots\dots\dots(A.15)$$

Terme (V)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} (\Delta Q_{i+1} + \Delta Q_i)$$

$$\left. \begin{aligned} CE_2 &= \frac{1}{2\Delta t} \\ CE_3 &= \frac{1}{2\Delta t} \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$CE_2 \cdot \Delta Q_{i+1} + CE_3 \cdot \Delta Q_i = \frac{\partial Q}{\partial t} \dots\dots\dots(A.16)$$

Terme (VI)

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x}(QV) &= \theta \frac{(QV)_{i+1}^{n+1} - (QV)_i^{n+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{(QV)_{i+1}^n - (QV)_i^n}{\Delta x} \\ &= \frac{1}{\Delta x} \left[(QV)_{i+1}^n - (QV)_i^n \right] + \frac{\theta}{\Delta x} \left[(QV)_{i+1}^{n+1} - (QV)_i^{n+1} - (QV)_{i+1}^n + (QV)_i^n \right] \end{aligned}$$

Première linéarisation :

$$V^{n+1} = V^n + \left. \frac{\partial V}{\partial h} \right|_i^n \Delta h + \left. \frac{\partial V}{\partial Q} \right|_i^n \Delta Q$$

$$\frac{\partial V}{\partial h} = \frac{\partial}{\partial h} \left(\frac{Q}{S} \right) = -\frac{QB}{S^2}$$

$$\frac{\partial V}{\partial Q} = \frac{\partial}{\partial Q} \left(\frac{Q}{S} \right) = \frac{1}{S}$$

$$\begin{aligned} (QV)_{i+1}^{n+1} - (QV)_i^{n+1} - (QV)_{i+1}^n + (QV)_i^n &= V_{i+1}^n \Delta Q_{i+1} - V_i^n \Delta Q_i \\ &\quad + \left(\frac{\Delta Q_{i+1}}{S_{i+1}^n} - \frac{Q_{i+1}^n B_{i+1}^n}{S_{i+1}^2} \Delta h_{i+1} \right) Q_{i+1}^{n+1} \\ &\quad - \left(\frac{\Delta Q_i}{S_i^n} - \frac{Q_i^n B_i^n}{S_i^2} \Delta h_i \right) Q_i^{n+1} \end{aligned}$$

Seconde linéarisation :

$$Q^{n+1} = Q^n + \Delta Q$$

$$\begin{aligned} (QV)_{i+1}^{n+1} - (QV)_i^{n+1} - (QV)_{i+1}^n + (QV)_i^n &= V_{i+1}^n \Delta Q_{i+1} - V_i^n \Delta Q_i \\ &\quad + V_{i+1}^n \Delta Q_{i+1} - V_{i+1}^2 \left| B_{i+1}^n \Delta h_{i+1} \right. \\ &\quad \left. - V_i^n \Delta Q_i - V_i^2 \left| B_i^n \Delta h_i \right. \end{aligned}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}(QV) = \frac{1}{\Delta x} \left[(QV)_{i+1}^n - (QV)_i^n \right] + \frac{\theta}{\Delta x} \left[2V_{i+1}^n \Delta Q_{i+1} - 2V_i^n \Delta Q_i - V_{i+1}^2 \left| B_{i+1}^n \Delta h_{i+1} \right. + V_i^2 \left| B_i^n \Delta h_i \right. \right]$$

$$\left. \begin{aligned}
 CF_1 &= \frac{1}{\Delta x} [(QV)_{i+1}^n - (QV)_i^n] \\
 CF_2 &= \frac{2\theta}{\Delta x} V_{i+1}^n \\
 CF_3 &= -\frac{2\theta}{\Delta x} V_i^n \\
 CH_4 &= -\frac{\theta}{\Delta x} V_{i+1}^2 B_{i+1}^n \\
 CH_5 &= -\frac{\theta}{\Delta x} V_i^2 B_i^n
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$CF_1 + CF_2 \cdot \Delta Q_{i+1} + CF_3 \cdot \Delta Q_i + CF_4 \cdot \Delta h_{i+1} + CF_5 \cdot \Delta h_i = \frac{\partial}{\partial x} (QV) \dots\dots\dots(A.17)$$

Finalement, par combinaison des différents termes, la discrétisation de l'équation dynamique devient :

$$\begin{aligned}
 &CB_1 + CB_2 \Delta Q_{i+1} + CB_3 \Delta Q_i + (CC_1 + CC_4 \Delta h_{i+1} + CC_5 \Delta h_i) X \\
 &\{CD_1 + CD_4 \Delta h_{i+1} + CD_5 \Delta h_i + (CH_1 + CH_4 \Delta h_{i+1} + CH_5 \Delta h_i) X \\
 &[CE_2 \cdot \Delta Q_{i+1} + CE_3 \cdot \Delta Q_i + CF_1 + CF_2 \cdot \Delta Q_{i+1} + CF_3 \cdot \Delta Q_i + CF_4 \cdot \Delta h_{i+1} + CF_5 \cdot \Delta h_i]\} = 0
 \end{aligned}$$

Après linéarisation, l'expression de l'équation dynamique est la suivante:

$$\left. \begin{aligned}
 CL &= CB_2 + CC_1 \cdot CH_1 \cdot (CE_2 + CF_2) \\
 CM &= CC_4 (CD_1 + CH_1 \cdot CF_1) + CC_1 \cdot (CD_4 + CH_1 \cdot CF_4 + CH_4 \cdot CF_1) \\
 CN &= -[CB_3 + CC_1 \cdot CH_1 \cdot (CE_3 + CF_3)] \\
 CO &= -[CC_5 \cdot (CD_1 + CH_1 \cdot CF_1) + CC_1 \cdot (CD_5 + CH_1 \cdot CF_5 + CH_5 \cdot CF_1)] \\
 CP &= -[CB_1 + CC_1 \cdot (CD_1 + CH_1 \cdot CF_1)]
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$CL \cdot \Delta Q_{i+1} + CM \cdot \Delta h_{i+1} = CN \cdot \Delta Q_i + CO \cdot \Delta h_i + CP \dots\dots\dots(A.18)$$

A.1.3. Discrétisation l'équation de continuité solide

L'équation de continuité solide (A.3) peut être écrite comme suit :

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1 - P_r) \cdot Bs} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(A.19)$$

L'équation de continuité solide est discrétisé comme celle de la continuité liquide (n : pas de temps, i pas d'espace):

$$\frac{\theta}{(1 - P_r)} \Delta Q_{s_{i+1}} + \frac{\Delta x}{4\Delta t} (Bs_{i+1}^n + Bs_i^n) \Delta Z_{i+1} = \frac{\theta}{(1 - P_r)} \Delta Q_{s_i} - \frac{\Delta x}{4\Delta t} (Bs_{i+1}^n + Bs_i^n) \Delta Z_i - \frac{1}{(1 - P_r)} (\Delta Q_{s_{i+1}}^n - \Delta Q_{s_i}^n)$$

on suppose

$$\left. \begin{aligned} C'G' &= C'I' = \frac{\theta}{(1-P_r)} \\ C'H' &= \frac{\Delta x}{4\Delta t} (B_{i+1} + B_i) \\ C'J' &= -\frac{\Delta x}{4\Delta t} (Bs_{i+1} + Bs_i) \\ C'K' &= -\frac{(Qs_{i+1}^n - Qs_i^n)}{(1-P_r)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$C'G'\Delta Qs_{i+1} + C'H'\Delta Z_{i+1} = C'I'\Delta Qs_i + C'J'\Delta Z_i + C'K' \dots\dots\dots(A.20)$$

A.2. Résolution du système d'équation par la méthode de double balayage

La méthode de double balayage est choisie pour résoudre le système d'équation (A.9) et (A.18)

$$CG.\Delta Q_{i+1} + CH.\Delta h_{i+1} = CI.\Delta Q_i + CJ.\Delta h_i + CK \dots\dots\dots(A.9)$$

$$CL.\Delta Q_{i+1} + CM.\Delta h_{i+1} = CN.\Delta Q_i + CO.\Delta h_i + CP \dots\dots\dots(A.18)$$

Cette méthode consiste de partir d'une limite de bief où le type de loi (A.19) est connue:

$$CR.\Delta Q + CS.\Delta h = CT \dots\dots\dots(A.19)$$

La détermination pour toutes les sections de calcul on utilise les équations (A.9), (A.18) et la relation d'impédance qu'est sous la forme :

$$CR_i.\Delta Q_i + CS_i.\Delta h_i = CT_i \dots\dots\dots(A.20)$$

La première étape consiste à calculer les coefficients CR_i , CS_i et CT_i. la seconde étape détermine les valeurs de inconnus du problème h et Q.

Après avoir calculé la solution de la phase liquide, on calcule le débit solide par l'équation (A.20) qu'est fonction du débit liquide et la colonne d'eau écoulée et par conséquent la grandeur des sédiments érodé ou déposés.