
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE L'HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE MAGISTER

Présenté par : **BOUHENICHE Salah Eddine**
Ingénieur d'état en hydraulique (ENSH-Blida)

THEME

« Contribution en une approche numérique de la modélisation du système barrage-cours d'eau, transport solide-déposition, cas du barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda sur l'Oued Mina. W, Relizane »

Soutenu publiquement le : 10 / 11 /2005

Devant le jury:

Président :	M ^r A .KETTAB	Professeur
Directeur de mémoire :	M ^{me} B. TOUAIBIA	Professeur
Co-directeur de mémoire :	M ^r A. BILEK	Docteur
Examineur:	M ^r B. REMINI	Professeur
Examineur:	M ^r B. SALAH	MC
Examineur:	M ^r Y. MOULOUDI	CC

PROMOTION 2004/2005

RESUME

«**Contribution en une approche numérique de la modélisation du système barrage-cours d'eau, transport solide-déposition, cas du barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda sur l'Oued Mina. W.Relizane**»

Le transport solide dans les cours d'eau naturels est présenté par un système d'équations unidimensionnelles décrivant un mélange Eau-Sédiment et traduisant les lois de conservation. La méthode utilisée est celle aux différences finies avec un schéma implicite, elle est du premier ordre en espace et du deuxième ordre en temps. Les équations utilisées sont celles des écoulements à surface libre en régime non permanent et graduellement varié associées à l'équation de continuité solide et à une formule de charriage forment le système de Saint-Venant-Exner.

Cette contribution présente un modèle numérique qui se prête au calcul par ordinateur capable de simuler le comportement hydraulique du lit d'un cours d'eau. Les étapes de son élaboration ont été décrites avec détail, le code de calcul ainsi produit est mis en valeur sur un site test de validation. Les résultats obtenus expliquent la contribution du transport par charriage dans le comblement de la retenue de barrage étudié (SMBA).

Mots clés : transport solide, charriage, modèle numérique, Saint-Venant-Exner, différences finies.

ملخص

"الإسهام في مقاربة رقمية لنمذجة جملة سد-وادي، نقل الرواسب-التوضع، حالة سد سيدي محمد بن عودة المنجز على وادي مينا. ولاية عليان"

نقل الرواسب في المجاري المائية الطبيعية مبين بجملة معادلات أحادية البعد تصف المزيج ماء-رواسب و تترجم قوانين ماصونية المادة. إن الطريقة المستعملة في هذه الدراسة هي طريقة الفوارق المنتهية بمخطط ضمني من الرتبة الأولى في الزمن و من الرتبة الثانية في الفضاء. هذه المعادلات هي نفسها المستعملة في الجريان ذو السطح الحر عند نظام غير مستقر و متغير تدريجيا حيث أن إضافة معادلة استمرار الحالة الصلبة و معادلة تعبر عن حمل القعر يشكل جملة سان فونا-اكسنر.

هذا الإسهام يقدم نمودجا رقمية للحاسوب يسمح بمحاكاة سلوك سريرو الوادي. مختلف مراحل انجازه كانت موضوع وصف دقيق، حيث أن البرنامج الحاسوبي المنجز تم وضعه تحت الاختبار في موقع اثبات، نتائجه بينت مدى إسهام حمل القعر في توحد سد سيدي محمد بن عودة."

كلمات مفتاحية: نقل الرواسب، حمل القعر، نمودج رقمي، سان فونا-اكسنر، الفوارق المنتهية.

ABSTRACT

«**Contribution on a numerical approach of modelling of dam-river system, sediment transport-deposition, case of Sidi Mohamed Ben Aouda dam at Wadi Mina. W.Relizane**»

Sediment transport in natural stream is presented by a system of one-dimensional equations describing a water-sediment mixture and translating the laws of conservation. The numerical method used is a finite difference method using an implicit scheme. It is first order in space and seconde order in time. The equations are the same of surface water in gradually varied unsteady flow which is associated to the solid continuity equation and an equation of bed load transport. They form the Saint-Venant-Exner system.

This contribution presents a computer model which allows simulating the morphologic behaviour of river bed. The stages of its development are object of a detailed description. The computer code resulting is examined on a validation site. The obtained results show the contribution of bed load transport in the sedimentation of SMBA reservoir.

Keys words: sediment transport, bed load, numerical model, Saint-Venant-Exner, finite difference.

REMERCIEMENTS

Ce travail n'a pu être mené si ce n'est le concours et le soutien de nombreuses personnes que je tiens à remercier.

En premier lieu ; mes plus vifs remerciements s'adressent tout particulièrement à Madame TOUAIBIA Bénina, Maître de conférence à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui m'a fait l'honneur de diriger ce mémoire. Elle a donné à ce travail une orientation précise, avec la consistance scientifique nécessaire. L'intérêt permanent qu'elle a porté à ce sujet m'a été d'un soutien considérable. Je tiens à remercier aussi mon Co-directeur de mémoire, Monsieur BILEK Amer, Docteur à l'Ecole Nationale Polytechnique, qui m'a initié au domaine du numérique et qui a suivi le volet numérique du sujet. Que Madame TOUAIBIA et Monsieur BILEK, reçoivent ici l'expression de ma gratitude et celle de mon profond respect.

Il m'est agréable de remercier les membres de mon jury qui ont accepté d'apprécier ce travail et m'ont fait l'honneur de leur présence :

- Monsieur Ahmed KETTAB, Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique et responsable du Laboratoire Recherche en Science de l'eau (LRSeau), qui a accepté de présider.
- Monsieur Boualeme REMINI, Professeur à l'institut Génie rural de l'université de Blida, qui a accepté d'être membre de jury et dont ces travaux dans la dynamique du transport solide en Algérie sont connues.
- Monsieur Boualeme SALAH, Docteur d'état et Maître de conférence à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui a accepté d'examiner ce travail.
- Monsieur Yahia MOULOUDI, Chargé de cours à l'Ecole Nationale Polytechnique, qui a accepté d'être membre de jury et dont ces analyses envers les sujets pratiques sont remarquables.
- Mes remerciements vont aussi à Messieurs Philippe Belleudy, responsable du laboratoire LMH de Grenoble et spécialiste dans l'élaboration des codes de calcul de transport solide, Mourad BELLAL chercheur à l'Université Chrétienne de Louvain –Belgique- pour leurs conseils dans le domaine du numérique.

- Mes remerciements et ma gratitude s'adressent en particulier à Mademoiselle Saadia BENMAMER, chef du département d'hydraulique, qui m'a encouragé à terminé ce travail et qui m'a offert une documentation introuvable, à Monsieur Selim BENZIADA chercheur au laboratoire LRSeau, qui m'a aidé en plusieurs situations. Je n'oublierai jamais l'aide considérable de mes collègues, Monsieur Farouk MEZALI qui m'a initié en Fortran, Monsieur Khaled BOULOUDENINE et Monsieur Abdel Kader KADAR pour leur soutien et leur aide dans la correction du document.

Je voudrais aussi associer à ces remerciements, le personnel de l'Agence Nationale des Barrages et particulièrement ceux qui m'ont apporté aide et assistance ; Monsieur Mohamed TAIR, Monsieur Toufik BAHLAL, etc. J'exprime mes sincères remerciements à Monsieur Djamel BOUHENICHE, chef de brigade des ingénieurs sur site du Laboratoire des Etudes Maritimes pour les données et les services qu'il m'a rendus.

Que ceux qui m'ont apporté soutien et sympathie durant mes études de post-graduation et que je n'ai pas cités ici me pardonnent, ma reconnaissance et ma gratitude leur sont acquises.

TABLE DES MATIERES

	Page
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Recherche Bibliographique	
Introduction.....	3
1. L'alluvionnement : Résultat du transport.....	3
1.1 Source des sédiment	3
1.2 Phénomènes de transport : Caractéristiques	4
1.2.1. Définition et différenciation des types de transport.....	4
1.2.1.1 Critère du mécanisme de transport.....	5
1.2.1.2 Critère du rapport avec le fond.....	6
1.2.1.3 Critère hydrodynamique	7
2 Dépôt des sédiments.....	7
2.1 Taux de rétention.....	8
2.2 Localisation des dépôts.....	9
2.2.1 Dépôt due au remous.....	10
2.3 Formation du Delta.....	10
3. Méthodes de quantification du transport des sédiments.....	11
3.1 Par l'utilisation des formules.....	11
3.1.1 Pour le transport total.....	11
3.1.1.1 Formules directes.....	11
3.1.1.2 Formules indirectes.....	11
3.1.2 Pour la suspension	12
3.1.3 Pour le charriage.....	13
3.2 Par des mesures in situ.....	15
3.2.1 Procédé de quantification	16
3.2.1.1 Mesures du charriage	16
3.2.1.2 Mesures de la suspension	17
3.3 Par processus de modélisation	18
3.3.1 Modélisation physique.....	18
3.3.1.1 Quelques règles de la modélisation physique du transport des sédiments....	18
3.3.2 Modélisation mathématique.....	19
4. Concepts hydrodynamiques	20
4.1 Lois de conservation	20
4.1.1 Equation de continuité	20
4.1.1.1 Equation de continuité liquide	21
4.1.1.2 Equation de continuité solide	22

4.1.2 Conservation de la quantité de mouvement	23
4.2 Lois de frottement	26
4.2.1 Vitesse critique	26
4.2.2 Tension critique	27
4.3 Le système d'équation gouvernant le transport des sédiments	29
4.3.1 Aperçu sur les méthodes de résolution du système de Saint-Venant-Exner	30
Conclusion.....	30

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Introduction	32
1. Le bassin versant de l'Oued Mina.....	32
1.1 Situation géographique.....	32
1.2 Aperçu géologique.....	32
1.3 Aperçu hydrogéologique	33
1.3.1 Pluviométrie.....	33
1.3.2 Les Apports	33
1.3.2.1 Apport liquide.....	33
1.3.2.2 Apport solide.....	34
2. Les sous bassins de l'Oued Mina	34
3. Le barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda	36
3.1 Identification et localisation du barrage	36
3.2 Ouvrage annexes	36
3.2.1 Le circuit de prise d'eau	36
3.2.2 La vidange rive gauche	36
3.2.3 La vidange rive droite	36
3.2.4 Les circuits de dévasement	37
4. La retenue du barrage SMBA	37
4.1 Description sommaire de la retenue.....	37
4.2 Quantification des dépôts au niveau de la retenue	37
4.2.1 Définition du procédé de la bathymétrie	37
4.2.2 Bathymétrie de 1986	38
4.2.2.1 Le profil longitudinal (levé 1986)	38
4.2.2.2 Caractéristique de la répartition des sédiments (levé de 1986)	40
4.2.3 Bathymétrie 2003	40
4.2.4 Analyse des courbes volumes hauteur	40
4.3 Quantification des dépôts	41
4.3.1 Données nécessaires	41
4.3.2 Essai sur les échantillons	42

Chapitre III : Modélisation numérique du transport solide

Introduction.....	44
1. Modélisation du transport des sédiments non cohésive	44
2. L'approche monodimensionnelle	44
2.1 Critique de l'approche monodimensionnelle	45
3. Retour sur les équations hydrodynamiques et leur traitement	45
3.1 Solutions des équations à l'aide des modèles	46
3.1.1 Modélisation couplée	48
3.1.2 Modélisation découplée	49
4 Choix de la méthode de résolution	50
4.1 La méthode aux différence finies	51
4.1.1 Base de la méthode aux différences finies	51
4.1.1.1 Approximation des dérivées premières par l'utilisation des séries de Taylor..	51
4.2 Approche de discrétisation	54
4.2.1 Schémas explicites	54
4.2.2 Schémas implicites	55
4.2.3 Avantages et inconvénients des schémas numériques	55
4.2.3.1 Approches explicites.....	55
4.2.3.2 Approches implicites.....	55
5 Conditions sur les schémas numériques	56
5.1 Erreurs et précision	56
5.2 Consistance et stabilité	56
6. Stratégie de base pour la discrétisation des équations Saint-Venant-Exner	57
6.1 Discrétisation des équations.....	57
6.1.1 Approximation aux différences finies de l'équation de continuité liquide	58
6.1.2 Approximation aux différences finies de l'équation dynamique.....	59
6.1.3 Approximation aux différences finies de l'équation de continuité solide.....	60
6.2 Modélisation du système barrage-cours d'eau	62
6.2.1 Considération sur les profils entraver.....	63
6.2.2 Conditions aux limites.....	66
6.2.3 Formulation du système algébrique.....	66
Conclusion	68

Chapitre IV : Programmation et simulation

Introduction.....	69
1. Problématique du développement d'outil numérique	69
1.1 Cas du transport sédimentaire en cours d'eau naturel	69
1.1.1 Problème de la durée de simulation.....	70

1.1.2 Capacité de reproduction du charriage par la simulation	70
2. Historique des outils numériques	71
2.1 Les outils unidimensionnels	71
2.2 Les outils bidimensionnels	72
3. Mise en programmation du modèle numérique	72
3.1 Domaine de la solution et conditions aux limites	73
3.2 Structure du programme à élaborer	73
3.3 Les sous programme de IFDSTSWSP	74
3.4 Choix du langage de programmation	77
3.4.1 Le Fortran 90 et les méthodes numériques.....	77
3.4.2 Adaptation du langage aux spécifications du modèle numérique ...	78
3.5 Considérations informatique et imprévus de la programmation	78
3.5.1 Stockage numérique des types de base.....	79
3.5.2 Imprévus de la programmation.....	79
4. Simulation numérique des écoulements non permanent à fond mobile.....	79
4.1 Description Générale du programme IFDSTSWSP.....	80
4.1.2 Données nécessaires à la simulation.....	80
4.2 Utilisation du programme IFDSTSWSP.....	80
4.2.1 Application du code au cas du système Oued Mina-Barrage SMBA.....	81
4.2.1.1 Résultats et analyses.....	82
4.2.1.2 Comparaison des dépôts de la simulation avec ceux de la bathymétrie et interprétation.....	82
4.3 Limitation du code et recommandations	86
Conclusion.....	87
Conclusion générale.....	88

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource précieuse indispensable, sa demande en croissance proportionnelle à l'évolution démographique nécessite une mobilisation des eaux de surface par la construction de barrages que leur capacité est menacée par l'accumulation des dépôts. Une bonne gestion de cette ressource est un défi permanent, c'est pourquoi le développement d'outils d'aide à la quantification et la prédiction des dépôts sont indispensables. Ils permettent en effet de simuler le comblement des retenues aux différentes années d'exploitations.

Une maîtrise du processus transport – déposition des sédiments, constitue un centre d'intérêt vers lequel convergent plusieurs approches : prédiction, modélisation stochastique et surtout modélisation mathématique et physique. Un bon traitement du phénomène passe par une meilleure connaissance des mécanismes impliqués et exige le recours à des cours d'eau naturels. De multiples interactions existent entre les matériaux solides formant le lit, ceux transportés à proximité du fond et ceux se trouvant dans l'état d'écoulement. Ces interactions indiquent plusieurs modes de transport, par conséquent une évolution du lit à grande échelle spatiale et temporelle est produite.

Dans ce travail, nous nous sommes intéressés à la modélisation numérique du système barrage -cours d'eau par l'étude de sa variation géomorphologique. Cependant, le champ de notre étude est restreint au transport par charriage, car ce mode de transport est caractérisé par la difficulté de mesure et régie par des lois physiques complexes. En Algérie, il est souvent estimé en pourcentage par rapport au transport en suspension mesuré. Cette évaluation reste incertaine vue que la quantification du transport en suspension est sous estimé du fait que la mesure est prise en bordure.

Les vingt dernières années ont été marquées par un fort développement informatique et un essor considérable de la modélisation donnant lieu à l'avènement de la simulation numérique. Actuellement des outils puissants de la simulation sont développés, à l'encontre du siècle passé qui était marqué par un savoir empirique ne permettant pas d'apprécier avec une précision satisfaisante les phénomènes naturels étudiés. C'est dans ce cadre précis que s'inscrit notre travail; notre objectif principal est d'élaborer un code de calcul de variation du volume des dépôts dans des sections irrégulières et le long d'un tronçon du cours d'eau en fonction du temps. Ainsi, nous avons élaboré un modèle numérique de transport solide couplant les deux phases d'écoulement, lui-même basé sur le modèle mathématique de Saint-Venant-Exner, modèle valable pour les eaux peu profondes. L'élaboration de ce modèle numérique est faite sur la base de

la méthode aux différences finies avec un schéma de discrétisation implicite. Cette méthode a été choisie en raison de sa stabilité.

Le présent travail va permettre de limiter au maximum le recours à des relations totalement empiriques ou des estimations approximatives.

Le travail est structuré en quatre chapitres, à savoir :

- Une recherche bibliographique encadrant le sujet et rassemblant les éléments nécessaires pour la poursuite du travail.
- Une présentation de la zone d'étude où les conditions d'application du travail présumé sont réunies.
- Une modélisation numérique basée sur le modèle mathématique Saint-Venant-Exner est exposée avec tous les détails pour la mise en œuvre de la méthode aux différences finies, les hypothèses et les simplifications nécessaires à son élaboration sont aussi citées.
- Une programmation informatique traduisant le modèle numérique, avec des simulations. Sa validation est faite par la comparaison avec la réalité qui est la bathymétrie.

En égard au travail effectué, des recommandations seront proposées pour qu'elles seront prises en considération pour une éventuelle recherche.

Introduction :

La durée de vie d'un barrage est liée principalement aux remaniements sédimentaires qui se traduisent par un dépôt de matériaux solides dans la retenue. Aujourd'hui, elle est devenue une préoccupation des concepteurs et des exploitants car les retenues en eau sont menacées d'être remplacées par un dépôt solide précoce. Par le présent chapitre, nous essayons d'expliquer les modes de transport pour un mélange Eau-sédiment et leurs critères de différenciation. Les mesures et les observations, étant la base des études empiriques, se sont présentées comme le seul outil de quantification.

Un examen des méthodes de quantification des sédiments a mis en exergue la diversité entre les formules directes et les formules indirectes, entre le transport par charriage et le transport par suspension et enfin la modélisation. Cette dernière nécessite un fondement mathématique basé sur des concepts hydrodynamiques. Le modèle mathématique de Saint-venant-Exner capable de décrire les deux phases (liquide et solide) de l'écoulement est pris en compte. Les lois de conservation conduisant à la présentation du système gouvernant ce phénomène ont été présentées à la fin du chapitre.

1. L'alluvionnement : Résultat du transport

Tout d'abord, le dépôt est le stade final d'un processus lent et complexe nommé alluvionnement. Un écoulement dans un cours d'eau naturel se charge de sédiments. Le mélange Eau-Sédiment ainsi produit, se déplace le long du cours d'eau. Ce mouvement Erosion- Transport- Dépôt modifie les caractéristiques de l'écoulement et la pente du lit.

Un élargissement de la section d'écoulement ou la présence d'un obstacle fait diminuer largement la vitesse d'écoulement ; un dépôt des matériaux solides prend naissance. L'importance de ce dépôt est fonction de la quantité et de la qualité de la source fournissant. Un lieu exemplaire de l'alluvionnement est les retenues de barrages dont il cause une perte de capacité de stockage.

1.1 Source des sédiments :

Les sédiments transportés par les eaux d'un cours d'eau proviennent de l'érosion aussi bien des sols du bassin versant que du réseau d'écoulement. Soit un bassin versant donné, nous pouvons distinguer sa structure selon les deux entités suivantes (Ramez 1995) :

- Une structure surfacique (éléments de versant) ;
- Une structure linéaire (réseau hydrographique).

Le fonctionnement de ce bassin versant doit être également distingué selon les deux mécanismes de base suivant :

- Un facteur de production ;
- Un facteur de transfert.

Le facteur de production est lié à la structure surfacique, alors que le facteur de transfert est essentiellement lié à la structure linéaire.

Selon le comité de sédimentation (division hydraulique de l' ASCE : American Society of Civil Engineers). La quantité des sédiments transportés en une période donnée, est de 10 % à 70 % des matériaux initialement érodés dans la même période (Roy et al, 1973). Ce pourcentage est défini, comme le taux de délivrance des sols.

Etant dans le domaine de l'hydraulique fluviale, on s'intéresse plus au facteur de transfert, c'est-à-dire au transport et au dépôt des particules solides.

1.2 Phénomènes de transport : Caractéristiques

Les matériaux qui composent le lit d'un cours d'eau sont exposés à un ensemble de forces exercées par le liquide; force de traînée et force de pression. Ces matériaux vont rouler sur le fond, effectuant éventuellement des déplacements dans les parties basses de la veine liquide. D'après Belleudy (2001), la taille maximale de ces déplacements vaut 100 fois le diamètre d'une particule moyenne.

Dans le transport vers l'aval, les particules sédimentaires faisant des sauts, des glissements et peuvent atteindre des parties supérieures de la veine liquide ce qui donne des modes différents de transport. Une terminologie assez large est attribuée à ces modes. Malgré ça, il existe un consensus, citons l'exemple du comité français des grands barrages qui définit le transport solide comme « la quantité des matériaux en phase solide apportée par les eaux d'un cours d'eau pendant une durée déterminée à l'exclusion de la matière dissoute » (CIGB : Commission Internationale des Grand barrages, Q : question 47, R : rapport 30).

1.2.1. Définition et différenciation des types de transport :

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, in Belleudy 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.

1.2.1.1 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.

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

Il concerne plus particulièrement les éléments de grosse taille, qui contribuent à l'équilibre du lit. Il se produit dans une zone limitée entre 0 et 0,05 de la hauteur de l'écoulement (Graf et al ,1996).

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

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.

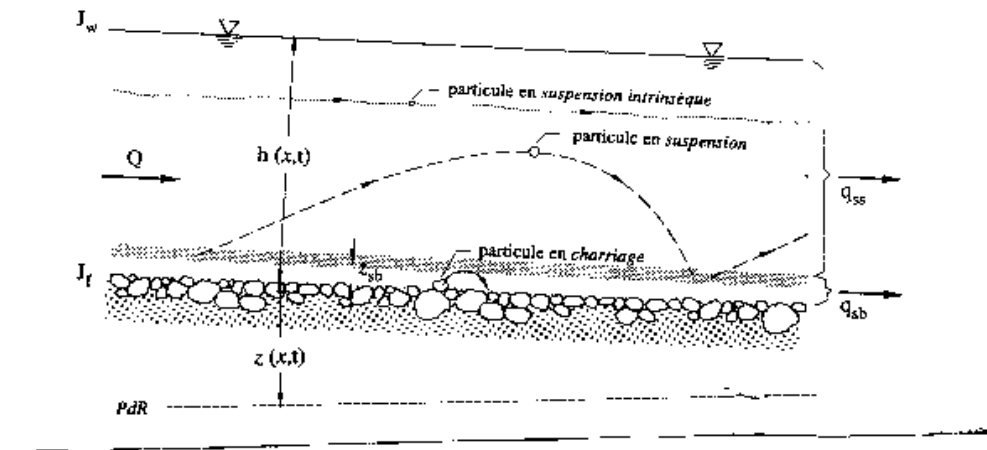
1.2.1.2 Critère du rapport avec le fond :

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*(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).

La figure 1.1 donne une classification détaillée des différents types de transport dans un cours d'eau.



Source: Graf & Altinakar

Figure 1.1 : Schéma des modes de transport

*DVWK: Deutscher Verband für Wasser wirtschaf und Kulturban

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.

$$n^* = V_{ss} / 0,4U_* \quad (1-1)$$

Avec :

V_{ss} : Vitesse de chute des particules.

U_* : Vitesse de frottement de l'écoulement

$$\begin{aligned} n^* < 0.1 & \quad \text{Suspension fine} \\ 0,1 < n^* < 4 & \quad \text{Transport total du fond} \\ n^* > 4 & \quad \text{Charriage} \end{aligned}$$

1.2.1.3 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.

Dans ce qui suit nous reviendrons avec beaucoup de détail sur ces paramètres.

Après cette recherche, il est devenu évident que tout type de transport peut figurer dans un cours d'eau. L'énergie motrice du liquide augmente et diminue le long du chemin parcouru ce qui influe directement sur la capacité de transport ; sa diminution provoque un dépôt. D'autres facteurs contribuant à la formation des dépôts, tels que la taille et le poids spécifique des particules sédimentaires, le régime d'écoulement dans la retenue et la vitesse de chute des particules.

2 Dépôt des sédiments :

La sédimentation dans un réservoir cause la perte naturelle de la capacité de stockage. La turbidité élevée lors des crues entrant dans une retenue de barrage a un impact néfaste sur son environnement aquatique et son exploitation.

L'étude du mécanisme du transport-dépôt des sédiments transportés vers un réservoir a une grande importance pour la conception et l'exploitation de l'ouvrage dans un but de prolonger sa durée de vie. Les premières années d'exploitation sont les plus touchées par ce phénomène. C'est ce que montre les levés bathymétriques, considérés comme le meilleur outil de diagnostic de ce phénomène grâce à l'image proche de la réalité du fond qu'ils fournissent.

2.1 Taux de rétention :

L'accumulation des sédiments dans un réservoir de barrage dépend de la proportion des matériaux solides apportées et retenus.

Dans les grands barrages, qui ont une capacité supérieure à 20 Mm³, le taux de rétention peut atteindre 100%. Ce taux est défini comme le rapport entre les matériaux entrant et sortant. Il dépend essentiellement de deux facteurs à savoir :

- La vitesse de l'écoulement à travers la retenue ;
- Le caractère des sédiments (diamètre, densité...).

Deux bonnes méthodes sont généralement utilisées pour estimer ce taux. Elles sont basées sur une fonction rapport ; volume de la retenue sur l'apport liquide annuel sans inclure d'autres caractéristiques des sédiments. Le volume des dépôts peut facilement et immédiatement être tiré; c'est pour cette raison de simplicité que plusieurs spécialistes préfèrent leur utilisation.

Brune (1953) a présenté une relation empirique, après avoir étudié le phénomène d'alluvionnement de 44 barrages aux U S A. L'abaque qu'il a présenté (figure1.2), relie le taux de rétention et un rapport fonction de l'apport moyen annuel et la capacité de stockage.

Figure1.2 : Abaque de Brune pour la détermination du taux de rétention

Churchill (1948) a présenté également un abaque extrait de ces travaux effectués sur les barrages de Tennessee Valley Authority (Fig 1.3). Il fait relier le pourcentage des matériaux retenus et l'indice de sédimentation du réservoir. Cet indice est égal au quotient de la période de rétention et de la vitesse moyenne d'écoulement. La période de rétention elle-même est un quotient entre la capacité de stockage à un niveau d'exploitation moyen et l'apport journalier.

Figure 1.3 : Abaque de Churchill pour la détermination du taux de rétention

Borland (1971) a vérifié la précision des deux méthodes sur un ensemble de retenues, concluant que l'abaque de Churchill donne des résultats meilleurs que ceux de Brune.

Par ces méthodes, la quantification est vraiment facile, mais aucune information sur la distribution des dépôts n'est possible. Une application de ces abaques dans des régions de caractéristiques différentes à celles où ces formules ont été établies pourra être inadaptée.

2.2 Localisation des dépôts :

La bathymétrie fait dessiner le fond en 2 dimensions et même en 3 avec une image trop proche de la réalité. Cette image confirme les recherches hydrauliques expliquant que le dépôt commence dès que le mélange Eau-Sédiment entre dans la zone d'influence du remous où les vitesses chutent progressivement vers l'aval.

2.2.1 Dépôt due au remous :

C'est le dépôt qui correspond à la sédimentation des particules sédimentaires dans la zone d'influence du remous. Il peut s'étendre à une dizaine de kilomètres.

Théoriquement, il s'accroît progressivement en amont de la retenue. Quand le dépôt se développe. L'effet du remous s'étend vers l'amont de la retenue avec une modification du lit et une augmentation de la probabilité du débordement, ce qui signifie d'éventuelles inondations.

2.3 Formation du Delta :

Généralement, les matériaux grossiers véhiculés par l'écoulement se déposent à l'entrée de la retenue. Les graviers puis les sables sont déposés en premier lieu. Ce mécanisme de formation des dépôts donne naissance à un delta (figure 1.4).



Figure 1.4 : Avancement des dépôts dans la retenue d'un barrage

Plusieurs chercheurs ont essayé d'expliquer la formation, et la prévision d'un delta, entre autre : Schoklitch, dans les années 1920-1930, Meyer-Peter et al dans les années 1940, etc.

La maîtrise de la formation d'un delta donne une idée sur l'évolution de la retenue dans le futur. La quantification de ce qui est déjà déposé est une tâche importante, la localisation des dépôts intéresse les opérations de dragage et de navigation.

L'avenir d'un ouvrage de stockage est lié à la perte de sa capacité en faveur des sédiments. La prédiction de ce phénomène s'avère une nécessité, voire une obligation. Plusieurs méthodes de nature empirique (taux de rétention) et de nature physique – mathématique (modélisation), ont été développées dans ce sens.

3. Méthodes de quantification du transport des sédiments :

Une lecture des revues internationales qui traitent de l'hydraulique des cours d'eau naturels montre l'importance des questions relatives au transport des sédiments. Selon Belleudy (2001), le Journal of Hydraulic Research de l'AIHR (Association Internationale des Recherches Hydrauliques) a publié 88 articles de Janvier 2000 à Juillet 2001 dont 25 articles traitent le transport solide (soit 28%). Cette importance est traduite par l'utilisation de plusieurs formules et méthodes de quantification de ce phénomène, à savoir :

- Formules empirique (suspension, charriage, transport total) ;
- Mesures in situ ;
- Processus de modélisation.

3.1 Par l'utilisation des formules

3.1.1 Pour le transport total

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

3.1.1.1 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.

3.1.1.2 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.

$$\phi_a = 10.39 \psi_a^{-2.52} \quad (1.2)$$

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 (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%.

3.1.2 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 :

$$\frac{C_s}{C_{sa}} = \left(\frac{h-z}{z} * \frac{a}{h-a} \right)^{n^*} \quad (1.3)$$

Avec :

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

C_s : Concentration volumique chercher ;

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).

3.1.3 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 (tableau1.1).

Citons en quelques unes des plus fiables :

Einstein (1942) :

$$q_{sb} = \frac{\sqrt{(s_s - 1)gd_{50}^3}}{0,465} \exp\left(\frac{-0,391(s_s - 1)d_{50}}{R'_{hb} J_E}\right) \quad (1.4)$$

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) :

$$q_{sb} = \frac{1}{g(\rho_s - \rho)} \left(\frac{\rho g R_{hb} \xi_m J_e - 0,047 g(\rho_s - \rho) d_{50}}{0,25 \rho^{1/3}} \right)^{3/2} \quad (1.5)$$

Où :

R_{hb} : Rayon hydraulique du lit ;

g : gravité ;

ξ_m : Paramètre de rugosité donné par l'équation ci-dessous ;

$$\xi_m = \left(\frac{K_s}{K'_s} \right)^{3/2} \quad (1.6)$$

K_s : rugosité total du lit (équation 1.7) ;

K'_s : rugosité due au granulats (équation1.8)

$$K_s = \frac{U}{R_{hb}^{2/3} J_e^{1/2}} \quad (1.7)$$

U : vitesse moyenne de l'écoulement ;

$$K'_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \quad (1.8-a)$$

$$K'_s = \frac{21,1}{d_{50}^{1/6}} \quad (1.8-b)$$

d_{50} , d_{90} : diamètre équivalent à 50%, et à 90% des grains solide.

Schoklitch (1950) :

$$q_{sb} = \frac{2.5}{S_s} * J_e^{3/2} (q - q_{cr}) \quad (1.9)$$

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 (1.10).

$$q_{cr} = 0,26(s_s - 1)^{5/3} * \frac{d_{40}^{8/2}}{J_e^{7/6}} \quad (1.10)$$

Où : d_{40} est le diamètre équivalent des grains ; pour une granulométrie non uniforme.

Nielsen (1992) :

$$q_{sb} = \sqrt{gR_h d^2 J_e} \left(\frac{12R_h J_e}{(s_s - 1)d} - 0,05 \right) \quad (1.11)$$

Remarque : Cette formule est donnée dans l'ouvrage de référence (Hubert Chanson, 1999) pour un diamètre (d) non identifié, mais l'auteur a fait une application avec le d_{50} .

Tableau 1.1: Paramètres utilisés pour l'établissement de différentes formules.

Formule	d[mm]	J_f [-]	d_n diamètre équivalent pour granulat non uniforme	Densité Relative (s_s)
Einstein 1942 équation 1.4	0,8 à 28,6	-	d_{35}	1,25 à 4,25
Meyer Peter et al 1948 équation 1.5	3,1 à 28,6	$4 \cdot 10^{-4}$ à $2 \cdot 10^{-2}$	d_{50}	1,25 à 4,2
Schoklitche 1950 équation 1.9	0,3 à 7	$3 \cdot 10^{-3}$ à 10^{-1}	d_{40}	-
Nielsen 1992 équation 1.11	0,69 à 28,6	-	-	1,25 à 4,22

Remarque : 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.

3.2 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 Agricultur 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.

3.2.1 Procédé 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.

3.2.1.1 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 hydroponique ;
- 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.

3.2.1.2 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 (1.12).

$$q_{ss} = \int C.U.dz \quad [\text{kg.m}^2/\text{s}] \quad (1.12)$$

Le débit solide en suspension total est donné par :

$$Q_s = \int q_{ss}.X.dx \quad [\text{kg.m}^3/\text{s}] \quad (1.13)$$

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.

3.3 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.

3.3.1 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, Yücel, etc.).

Récemment, 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.

3.3.1.1 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.

3.3.2 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 du sédiment.

Une autre équation pour décrire la résistance de l'écoulement est nécessaire, celle de Chézy 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.

Un modèle parabolique s'annonce pour décrire un écoulement quasi-stationnaire

$\left(\frac{\partial U}{\partial t} = 0, \frac{\partial h}{\partial t} = 0\right)$ et quasi uniforme $\left(\frac{\partial U}{\partial x} = 0\right)$. Il est donné par l'équation suivante 1.14 :

$$\frac{\partial z}{\partial t} - k(t) \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0 \quad (1.14)$$

Avec : $k(t)$: coefficient de diffusion donné par l'équation (1.16)

$$k(t) = \frac{1}{3} \frac{\partial q_s}{\partial U} \frac{1}{(1-p)} \frac{C^2 h}{U} \quad (1.16)$$

C : Coefficient de Chézy

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \quad (1.17)$$

n : Coefficient de Manning $n = \frac{1}{k_s}$ (1.18)

Ce modèle se limite à de grandes valeurs de x et de t , soit pour $x > 3h_e / J_e$.

Un autre a été proposé pour le régime non uniforme $\left(\frac{\partial U}{\partial x} \neq 0\right)$, mais quasi stationnaire :

$$\frac{\partial z}{\partial t} - k \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} - \frac{k}{Cw_3} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial t} = 0 \quad (1.19)$$

Cw : Célérité des ondulations de lit.

Comme une solution analytique de l'équation (1.19) est rarement possible, ce modèle n'est pas très utile (Graf et al, 1996). Avec le développement de l'informatique et des méthodes numériques, plusieurs modèles pour la solution numérique sont annoncés. Ces modèles tentent à résoudre tout le système d'équations hydrodynamique qu'on essaye de développer dans ce qui suit.

4. Concepts hydrodynamique :

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.

4.1 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.

4.1.1 Equation de continuité :

Etant donné que le transport des sédiments est un écoulement biphasique (liquide-solide), chaque phase de l'écoulement peut avoir sa propre équation de continuité

obtenue directement par l'application de la conservation de la masse sur un élément donné.

4.1.1.1 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 (Fig 1.5).

Figure1.5 : Schéma pour l'équation de continuité liquide

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

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;

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

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

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

D'où :
$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \tag{1.20}$$

Pour une section donnée $Q = U \cdot S$.

L'équation 1.20 devient :
$$\frac{\partial(U \cdot S)}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = S \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + U \cdot \frac{\partial S}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \tag{1.21}$$

L'équation 1.21 représente la continuité pour un fluide incompressible dans un canal non prismatique.

4.1.1.2 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 1.6.

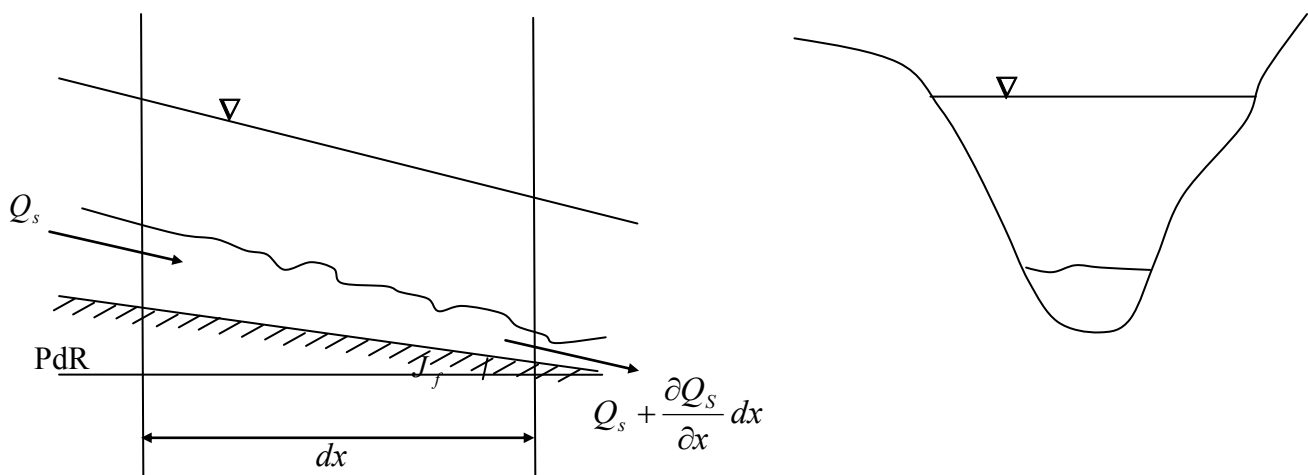


Figure 1.6 : volume de contrôle pour l'équation de continuité solide

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

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

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 : $V_{s,ré} = (1 - P).V$

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 $V_{s,ent} = Q_s .dt$.

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

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

La variation du volume de solide entre les de ux 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 :

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

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

Enfin, nous obtenons, $\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1 - P)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0$ (1.22)

Cette équation (1.22) 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.

Dans notre travail, on va utiliser parfois la notion du largeur moyenne c'est à dire que le canal est assimilé un canal rectangulaire, comme on essayé aussi d'utiliser une méthode qui tient compte de la réalité du cours d'eau.

4.1.2 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 généralisé pour un fluide passant par une surface limitée(Figure 1.7).

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 1.7 : Schéma pour l'équation de l'énergie entre deux sections

$$\frac{U^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + Z = \frac{p_t}{\gamma} = Cste \quad (1.23)$$

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 (voir figure 1.7).

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

- l'écoulement est considéré unidimensionnel rectiligne.

La différence de charge totale entre deux sections distante de dx (voir fig 1.7) est donnée par la relation (1.24) :

$$\alpha_e \frac{U^2}{2g} + h + Z = \left[\alpha_e \frac{U^2}{2g} + d \left(\alpha_e \frac{U^2}{2g} \right) \right] + [h + dh] + [Z + dZ] + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx + \frac{1}{g} \frac{\tau}{\rho} \frac{dP_m}{ds} dx \dots (1.24)$$

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 (1.24) se réécrit comme suit :

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

En divisant les membres de cette équation par dx et avec l'utilisation des dérivées partielles nous obtenons l'équation (1.25) :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e \dots \dots (1.25)$$

Cette équation (1.25) 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.

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). L'équation de continuité solide porte le nom (Exner) car elle est éditée premièrement par le savant Exner en 1925.

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, plusieurs critères ont été développés dans ce sens à savoir :

- Critère de la vitesse critique ;
- Critère de la tension de cisaillement.

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 :

$$(U_b)_{cr} = K.W^{1/6} \quad (1.26)$$

W : poids de la particule ;

K : constante.

D'autres formules compliquées sont mises au point, elles réunirent 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 (figure 1.8) 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.

Figure 1.8 : Vitesse de sédimentation et d'érosion U_D et U_{cr} , pour des granulats uniforme

L'utilisation de ce critère a généré beaucoup de pourparler. 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. Vue cette contrainte les chercheurs ont pensé à un autre critère plus représentatif, la tension critique.

4.2.2 Tension critique :

Du point de vue hydraulique, il est plus intéressant d'utiliser la tension de frottement τ comme critère du début d'entraînement.

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.

$$\tau_0 = \gamma \cdot D \cdot J_e \quad (1.27)$$

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 (1.28).

$$\Rightarrow \tau_0 = \gamma \cdot R_h \cdot J_e \quad (1.28)$$

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 :

$$(\tau_0)_{cr} = \sqrt{0,201\gamma(\gamma_s - \gamma)\delta}d^3 \tag{1.29}$$

- 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 vu le jour, entre autres, celle de Leliavsky 1955 à cause de sa simplicité :

$$(\tau_0)_{cr} = 166.d \quad [\text{g/m}^2] \tag{1.30}$$

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 :

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \tag{1.31}$$

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.

$$\tau_0 = \tau_l + \tau_t \tag{1.32}$$

$$\tau_l = \mu \cdot \frac{du}{dh}$$

$$\tau_t = -\rho u' w'$$

u', w' : Fluctuation des vitesses U, W (respectivement).

La figure (1.9) ci-dessous montre la représentation de cette tension en fonction de la hauteur d'écoulement.

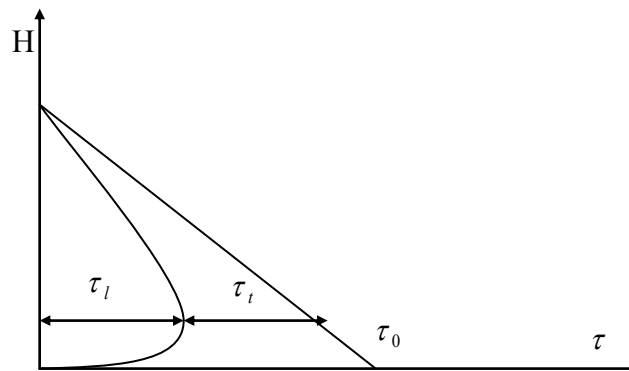


Figure1. 9 : Répartition de la tension tangentielle

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

$$\text{Avec : } \tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (1.33) \quad \text{et} \quad Re^* = \frac{U_* \cdot d}{\nu} \quad (1.34)$$

Shields a déterminé cette relation en utilisant des résultats expérimentaux ; une courbe moyenne assez bien définie caractérise le début d'entraînement dans les fourchettes suivantes :

$$0,03 < (\tau_0)_{cr} < 0,06 \quad (1.35)$$

On prend couramment $d = d_{50}$

L'utilisation de la relation de Shields n'est pas simple vu son importance, Yalin (1972) a proposé d'éliminer cet inconvénient par l'utilisation d'un diamètre adimensionnel de granulat d_* et la relation $\tau_* = f(d_*)$ comme le montre la figure (1.10).

Figure 1.10 : Tension adimensionnelle de frottement, τ_* en fonction du diamètre adimensionnelle du granulat d_* selon Shield-Yalin.

4.3 Le système d'équation gouvernant le transport des sédiments :

L'ensemble des équations résultantes de l'application des principes de la conservation ; l'équation de continuité liquide, l'équation de continuité solide et l'équation dynamique pour un écoulement non permanent et non uniforme forment avec les deux autres équations, les équations Saint-Venant-Exner.

Ces deux équations précitées sont exprimées par des relations semi empiriques, elles remplacent les inconnues J_e et q_s dans les équations de base.

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + h \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-P)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \\ \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} = -J_e \end{cases} \quad B=\text{cste} \quad (1.36)$$

P : Porosité du lit.

J_e : Perte d'énergie exprimée par une des formules du régime permanent et uniforme, le plus souvent on utilise celle de Chézy.

q_s : Débit solide donné par une des équations algébrique; fonction de la vitesse et de la hauteur d'écoulement ainsi que le diamètre du granulat.

4.3.1 Aperçu sur les méthodes de résolution du système de Saint-Venant-Exner :

Le système ainsi produit est un système fermé; il présente trois équations (différentielles) de base, contenant trois inconnues $U(x,t)$, $h(x,t)$, $Z(x,t)$ avec leurs variables indépendante x et t . La résolution de ce système donne la valeur de chaque paramètre en fonction de x et t .

Pour un sédimentologue, il n'y a pas de plus intéressant que de trouver $Z = f(x,t)$. La résolution de ce système reste le seul l'outil de quantification et de prédiction des transports et des dépôts le plus intéressant.

Conclusion :

Par la présentation des généralités sur le phénomène de transport des sédiments, nous avons constaté une difficulté de différenciation entre ces types ; la frontière floue est une réalité qui reste à éclairer. Plusieurs critères ont été édités pour définir chaque type de transport. Le recours aux critères hydrodynamique s'est avéré le meilleur à utiliser car il tient compte de deux paramètres fondamentaux du transport et du dépôt à savoir : la vitesse de frottement U_* et la tension de frottement τ .

Ensuite c'est par l'exposé de ces méthodes de quantification, que nous avons remarqué les difficultés qui sont à l'origine de la diversité de ces approches entre le direct et l'indirect et entre l'in situ et la modélisation.

Notre choix portant sur le traitement du transport par charriage est justifié par :

- la difficulté de réalisation des mesures pour ce mode de transport;
- l'adaptation de ce type à la modélisation.

Certes, la modélisation obéit à des lois, les règles présentées sont basées sur des concepts physico-mathématiques. L'application des lois de conservation a conduit au système Saint-Venant-Exner couplant la phase solide et la phase liquide de l'écoulement. Il en ressort que le modèle de transport par charriage utilisé est fondé sur une vision physico-mathématique soutenue par des formules empiriques.

Introduction :

Notre choix d'étude porte sur l'Oued Mina, un oued situé dans une zone semi aride de l'Algérie du Nord, se jetant dans la retenue de Sidi Mohamed Ben Aouda d'une capacité de 237 Mm³ cube. Principal et dernier affluent de l'Oued Chelef, il coule du Sud vers le Nord. Sur son parcours, plusieurs stations de jaugeage sont installées. Son bassin versant n'est pas pollué (pas d'industrie), il est caractérisé par une faible densité de la couverture végétale est à noter dont la majorité des zones boisées sont des maquis.

1. Le bassin versant de l'Oued Mina**1.1 Situation géographique :**

Le bassin versant de l'Oued Mina se situe à 300 Km à l'Ouest d'Alger dans l'Oranie. Il forme un rectangle Sud Nord depuis les hautes plaines du chott Echergui au Sud jusqu'au cours inférieur de l'Oued Chelef sur 128 Km. La partie Septentrionale s'insère dans le tell occidental et comprend la retombée Sud oriental de l'Ouarsenis à l'Ouest, à l'Est, elle est limitée par les monts de Beni Chougrane. Il chevauche sur quatre wilayas (figure2.1) :

- au Nord, Relizane;
- à l'Est, Mascara;
- à l'Ouest, Tiaret;
- au Sud, Saida.

Il s'étend au droit du barrage de SMBA sur une surface de 4900 Km² et se situe entre 0°20' et 1°10' de longitude Nord et de 35°10' et 34° latitude.

1.2 Aperçu géologique :

Le bassin versant est caractérisé par du jurassique moyen supérieur au Nord et à l'Est. La séquence jurassique supérieur est prépondérante avec des calcaires et grés-calcaires. Les couches inférieures du jurassique supérieur consistent en des marnes (ANB1976 in Touaibia 2000).

Le sous sol géologique de la région étudié peut être divisé en :

- calcaire jurassique moyen et dolomies au Sud et au Sud-Ouest ;
- jurassique supérieur dans la région centrale, craie à l'est et marne, banc calcaire et dolomies au Nord-Ouest ;
- marnes tertiaires au Nord avec banc calcaires et grés calcaires.

Au droit du barrage, la cuvette de la retenue s'ouvre dans un substratum autochtone miocène, essentiellement marneuse subhorizontale. L'emprise du barrage s'étend à cheval sur un contact anormal qui en gros coupe la vallée transversalement et

correspond au charriage sur l'autochtone d'une nappe venue du nord. Cette nappe est formée d'alternance de grès et de marnes grises, d'épaisseurs fluctuantes (ANB, 1979).

1.3 Situation hydrologique :

Les mesures hydrologiques les plus intéressantes proviennent de la station d'Oued-El Abtal, située à environ 17 Km à l'amont du barrage de SMBA.

1.3.1 Pluviométrie :

La pluviométrie annuelle moyenne sur l'ensemble du bassin versant de l'Oued Mina à Oued El Abtal s'étalant de 1973/1974 à 1994/1995 (21 années) est égale à 273 mm. Compte tenu des fortes températures et un été sec, le climat peut ainsi être qualifié de semi aride.

Les mois Juillet et Août reçoivent des précipitations insignifiantes. Les mois de Juin et Septembre, sont des mois de transition avec respectivement 17 et 23 mm de précipitation, tandis que la période s'étalant d'Octobre à Mai les précipitations se progressent vers les 35 mm au moyenne et même supérieur à 50 mm entre Novembre et Janvier.

1.3.2 Les Apports

1.3.2.1 Apport liquide :

L'apport total du bassin versant estimé aux environ de 142 Millions m³ (ANB, 1979). Cette moyenne est calculée à la base d'une série continue de 38 années d'apport annuel à Oued El Abtal de 1940 à 1978.

Le caractère saisonnier des apports est affirmé avec un étiage prononcé de Juin à Septembre. Une étude faite en 1974 donne une idée de la répartition des apports (tableau 2.1).

Tableau 2.1 : Répartition intranuelle des apports Moyens Mm³.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	Total
Moy Mm ³	29	23	24	19	15	9	6	5	8	15	11	17	181

Source (ANB, 1979).

A partir de tableau 2.1 nous remarquons que la période de bonne hydraulité s'étale entre le mois d'Octobre et le mois de Mai, en outre la période de Janvier à Avril fournit plus de la moitié des apports totaux.

1.3.2.2 Apport solide :

Une étude faite au profit de l'ANB (Agence Nationale des Barrages) avant la construction du barrage SMBA, estime l'apport solide moyen annuel à 1 million m³ avec une densité des sédiments de 1,6 t/ m³. Chose que nous n'avons pas confirmé lors des essais d'échantillonnage réalisé en Avril 2004. Nos essais sur plusieurs échantillons pris à une distance à l'amont du barrage d'environ 14 Km donne une valeur différente soit 2,52 t/m³.

2. Les sous bassins de l'Oued Mina :

Le bassin de l'Oued Mina est constitué de cinq sous bassins de taille variable, drainés par les Oueds Medroussa, Taht, Haddad, Abed et l'Oued Mina lui-même ; leur taille va de 460 Km² pour l'Oued Haddad (à la station Sidi Abdelkader Djilali), à 4168 Km² pour l'Oued Mina (à la station Oued El Abtal) ce qui fait 87% de la surface totale.

Le cours supérieur de l'Oued Mina est limité par le barrage réservoir de Bakhadda. De ce dernier à celui de SMBA, l'oued ne draine directement que la partie nord orientale du bassin versant, mais il reçoit les lâchers du barrage de Bakhadda.

Le cours principal de l'Oued Mina est contrôlé par la station Oued El Abtal comme le montre la figure 2.1.

La zone d'étude est définie par le tronçon final de l'Oued Mina qui s'étale à l'amont du barrage SMBA sur une distance environ 17 Km. Ce tronçon dispose d'un profil en long soutenu par des profils en travers (Figure 2.3) avant et après la construction du barrage, atout principal pour notre choix avec les séries que fournit la station de jaugeage d'Oued El Abtal.

On note que cette station ne contrôle pas la totalité des apports entrant au barrage SMBA, mais la grande majorité (plus de 85%). D'après la figure 2.1, l'oued Haddad est le dernier affluent de l'Oued Mina. Il draine la partie Nord-Ouest du bassin versant soit une superficie de 8% de la superficie du bassin versant. Il est jaugé à la station Sidi Abdelkader Djilali. La contribution de cet oued aux apports solides totaux n'est pas significatif surtout en ce qui concerne le charriage qui est lié directement à la morphologie du lit du cours d'eau principal. Il se peut qu'il donne un apport supplémentaire surtout en suspension, mais cette dernière ne fait pas l'objet de notre étude.

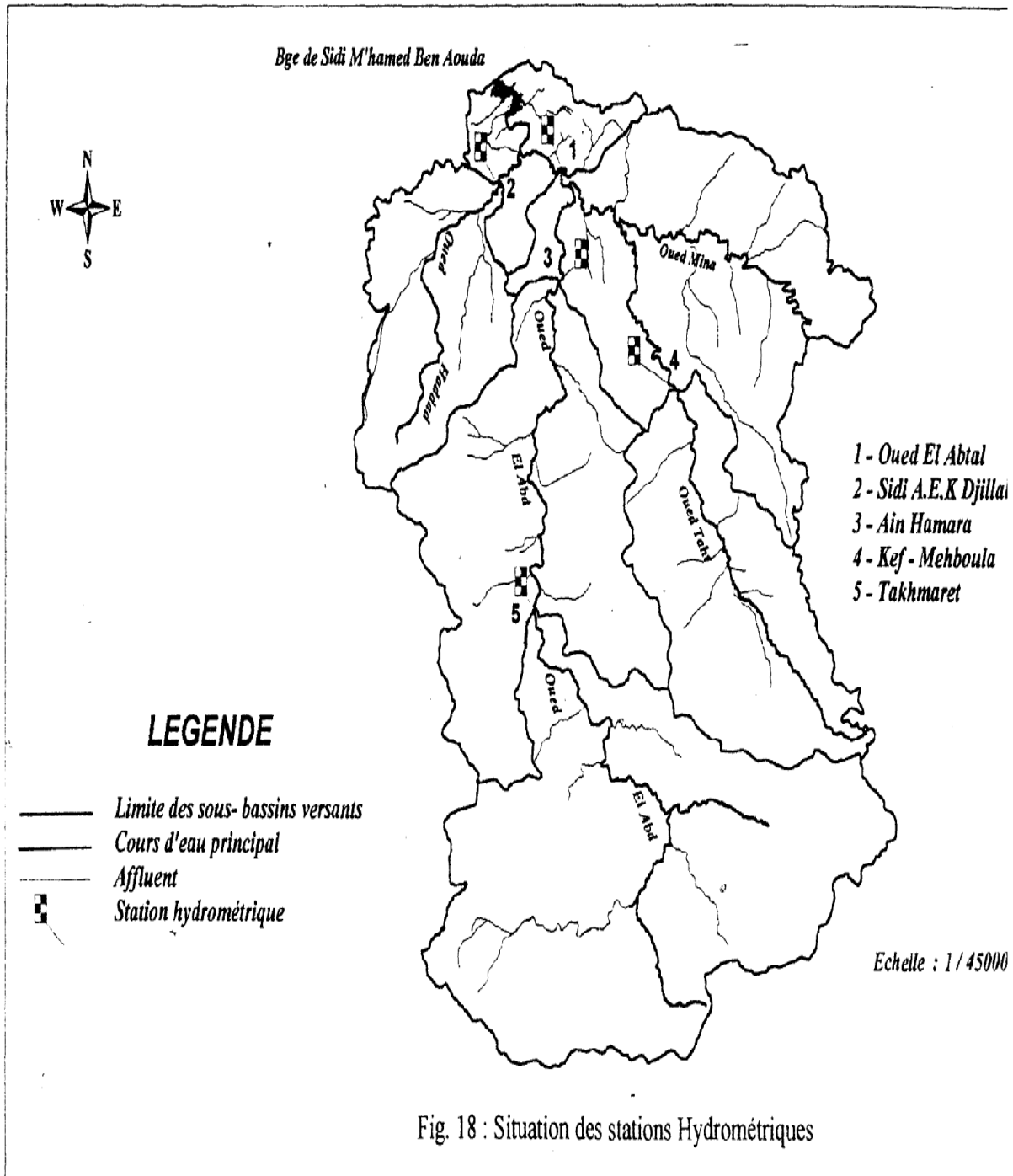


Figure 2.1 : Présentation de la zone d'étude (Bassin versant de l'Oued Mina).

3. Le barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda

3.1 Identification et localisation du barrage :

Il se trouve à 3 Km au sud du village Sidi Mohamed Ben Aouda, créant une retenue de 237 Millions m^3 , destiné à l'irrigation de la plaine de la Mina et l'alimentation en eau potable de la ville de Relizane.

Le barrage est de type homogène en remblais argileux, muni d'un large drain interne encadré de filtre retourné en tapis sur la fondation aval. D'une hauteur de 64 m, il est construit dans un site relativement large (200 m à la fondation, 890 m à la crête).

Au début de son exploitation, son volume régularisé était 150 Millions m^3 et son volume mort été évalué à 40 M m^3 .

3.2 Ouvrage annexes :

L'identification des ouvrages annexes est donnée dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : caractéristiques principales des ouvrages annexes

Organe	Réglage	Débit maximum (sous RN)
3 prises d'eau	Jet creux DN 1100	18 m^3/s
Vidange rive gauche	Vanne secteur	250 m^3/s
Dévasement rive gauche	Vannette DN 400	4 x 2,1 m^3/s
Dévasement rive gauche	Diaphragmes	-
Vidange rive droite	Vanne secteur	105 m^3/s
Evacuateur	Seuil libre	4400 m^3/s

Source : ANB, 1976

3.2.1 Le circuit de prise d'eau :

Il est destiné à moduler finement les débits de fourniture et à sélectionner le niveau de prise.

3.2.2 La vidange rive gauche :

C'est l'organe préférentiel de contrôle du niveau d'eau. Il peut faire une vidange complète du réservoir en deux semaines.

3.2.3 La vidange rive droite :

Elle constitue l'organe de secours en cas de défaillance de la vidange rive gauche. Elle peut jouer le rôle d'un organe de dévasement où seront préférentiellement effectués les chasses.

3.2.4 Les circuits de dévasement :

Principalement, ce rôle est attribué à la vidange rive gauche destinée à la réalisation des soutirages et à la chasse lors crues concentrées par des sédiments fins, ainsi que le branchement des draglines ou d'autres systèmes de curage par siphonage directe. Ce circuit fonctionne selon un mode un peu spécifique suivant les conditions hydrauliques qui se présentent à la retenue.

4. La retenue du barrage SMBA

4.1 Description sommaire de la retenue:

La retenue de barrage SMBA forme un lac qui prend l'allure de son cours d'eau dans une destination Nord-Ouest. Le niveau normal de ce lac s'étend jusqu'à 14,5 Km à l'amont de l'axe du barrage. Avec sa capacité de 237 Millions m³, ce barrage se classe dans la catégorie des grands barrages.

D'après l'étude de faisabilité, cette retenue s'alimente par un apport moyen annuel estimé à 142 Millions m³ et peut régulariser un volume de 100 Millions m³ annuellement. Le volume destiné à l'accumulation des dépôts solides est estimé à 40 Millions m³ pour un apport solide annuel égalé à 1 Millions m³.

La pente du lit sur l'axe du cours d'eau avant la mise en eau du barrage était de $2,82 \cdot 10^{-3}$. Actuellement elle est modifiée. La côte du fond au pied du barrage au début était à 130 NGA (Nivellement Générale d'Algérie), maintenant elle a dépassé le niveau 140 NGA. Ceci s'explique par un dépôt intense sur cette partie, chose confirmée par les levés bathymétriques de 1986 et 2003.

4.2 Quantification des dépôts au niveau de la retenue :

La meilleure méthode pour la détermination du volume envasé est la réalisation des levés bathymétriques. La grande majorité des sédimentologues confirment leur confiance aux résultats fournis par cette méthode, ils arrivent même à utiliser ces résultats pour la vérification des modèles de simulation car il n'y a pas un autre outil de mesure plus proche de la réalité que la bathymétrie.

4.2.1 Définition du procédé de la bathymétrie :

Tout simplement, elle se définit comme la mesure par un sondage acoustique des profondeurs sous les surfaces d'eau. Elle consiste à émettre et à réceptionner des ondes sonores par un dispositif permettant de déterminer la distance parcourue en fonction de leur vitesse de translation dans le milieu aquatique. Sans aborder trop de détails, la finalisation de ce procédé donne le levé bathymétrique pour la partie

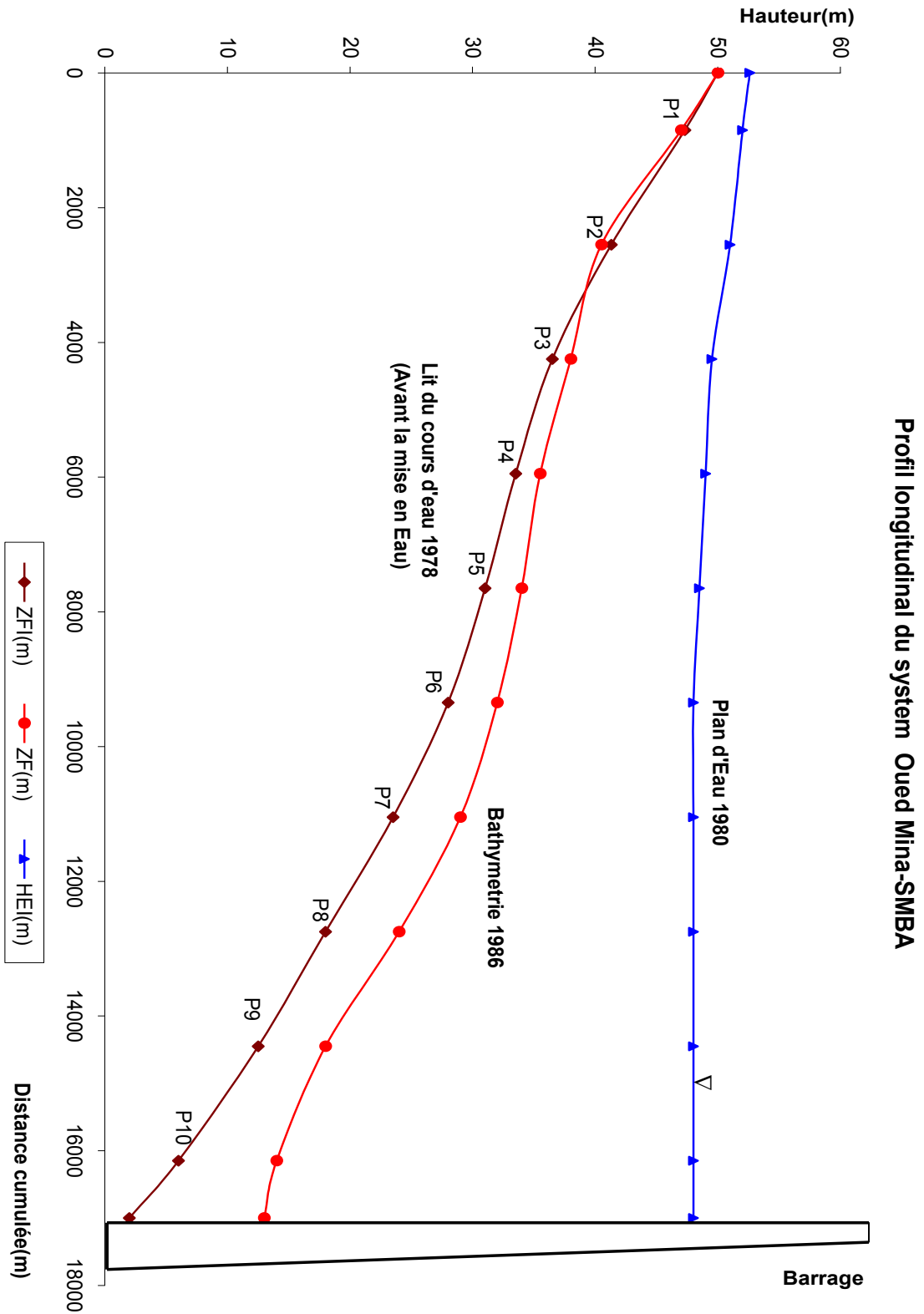


Figure 2.2 : Coupe longitudinale du système Oued Mina-SMBA

immergée. Si nécessaire un complément par levé topographique se réalise pour la partie émergée.

Cette méthodologie permet de reprendre les courbes de niveau de la cuvette ; base de calcul de la courbe Volume-Hauteur. La détermination du volume envasé se déduit par une simple différence entre l'actuelle hauteur correspondante à la côte retenue normale obtenue par bathymétrie et l'ancienne tirée de la courbe capacité hauteur.

4.2.2 Bathymétrie de 1986 :

L'Agence Nationale des Barrages a réalisé entre 1985 et 1986, des campagnes de mesure par bathymétrie des volumes envasés de la majorité des barrages en exploitation. Parmi ces levés, nous avons examiné celui de la retenue de SMBA, dont sa réalisation était confiée à la compagnie Polonaise Géokart.

4.2.2.1 Le profil longitudinal (levé 1986) :

Le long de l'axe dynamique de la retenue, la compagnie Polonaise a réalisé un profil longitudinal s'étalant sur 19 Km à l'amont du barrage avec 26 profils transversaux situés à des endroits définis lors du premier levé (avant la mise en eau de la retenue).

Etendus sur des distances non uniformes, ces profils transversaux vont permettre d'analyser les surfaces d'écoulement et les surfaces de dépôt ou d'éventuelle érosion. A titre d'exemple, un profil en travers est donné par la figure 2.3.

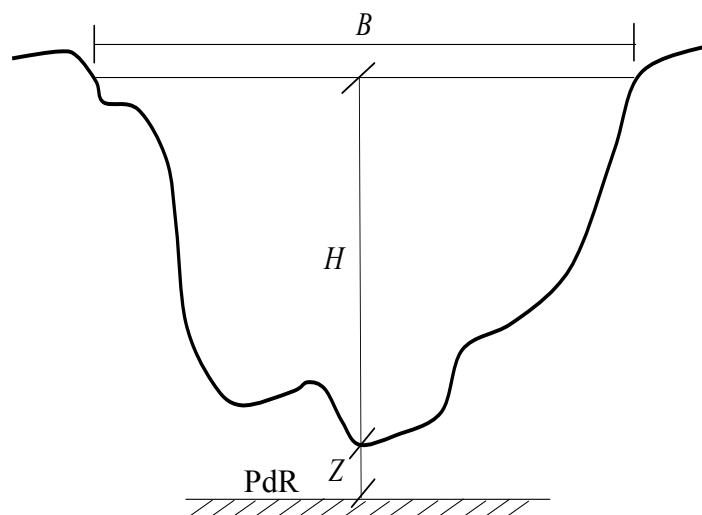


Figure 2.3 : Profil en travers d'un tronçon

4.2.2.2 Caractéristique de la répartition des sédiments (levé de 1986) :

Par l'examen du profil longitudinal (figure 2.2), le plus grand cubage des dépôts solides se trouve au voisinage du barrage. On peut déduire dans cette zone que le volume des dépôts augmente proportionnellement avec la profondeur du réservoir. Une zone intensivement alluvionnée débute au pied du barrage et se termine à la hauteur 32 (m) qui est mesuré au plan de référence fixé au pied du barrage.

Un dépôt moins important qualifié faible situé entre la hauteur 32 (m) et la hauteur 42 (m) est observé. Au dessus de cette hauteur 42 (m), on observe une érosion sur un tronçon de 2,5 Km entre cette dernière et la hauteur 46 (m) qui au-delà d'elle, il y a une stabilité du lit (ni érosion, ni dépôt).

Durant ces premières années d'exploitation et après examen, nous remarquons:

- Il n'y a pas de formes de dépôt bien précis liées avec la région du remous ;
- Les apports solides apportés à la retenue et qui sont en général transportés sur des longues distances ont lieu surtout dans les parties profondes du réservoir ;
- La région du réservoir au dessus de la hauteur 32 (m) est faiblement alluvionnée et même érodé entre la hauteur 42 (m) et 46 (m).

4.2.3 Bathymétrie 2003 :

A l'encontre de la bathymétrie de 1986, celle de 2003 n'a pas apporté du nouveau concernant le profil longitudinal. Peu de profils transversaux (2ou 3) ont été réalisés dont l'objectif est de faire une comparaison. Le travail effectué par cette bathymétrie n'était que la détermination du volume perdu au profit de la vase. Réalisé par le Laboratoire des Etudes Maritimes (LEM) doté d'un matériel de précision, il a affirmé une capacité en retenue normale de 153 Millions m^3 , soit une perte en eau de 75 Mm^3

4.2.4 Analyse des courbes volumes hauteur :

On a soumis à l'analyse, les courbes capacité hauteur du réservoir des années suivantes : 1980, 1986 et 2003.

De cette analyse, nous avons conclu que le réservoir SMBA dans les différentes périodes d'exploitation était alluvionné de la façon suivante :

- Durant la période 1980-1986, le dépôt accumulé est de 9 Million m^3 , soit 3,83% de la capacité initiale, ce qui signifie une perte moyenne annuel d'environ 1 Million m^3 .
- Dans la période 1986-2003, il s'est accumulé 75 Millions m^3 , la nouvelle capacité est devenu 153 Millions m^3 au niveau normal. Une perte accrue de moyenne 4,41 Mm^3 /an, soit quatre fois la moyenne des premières années d'exploitation le taux de perte est évalué à 31%.

- Depuis la mise en eau de ce barrage durant les 24 ans de service, il s'est accumulé 84 Millions m³ de dépôt, équivalent à une perte totale de 35% pour une moyenne annuelle de 3.5 Mm³/an. On note que selon les résolutions de la CIGB, un réservoir est considéré envasé après la perte de 80% de sa capacité initiale. Donc, la durée de vie restante de ce barrage est équivalent à peu près à 30 ans si les conditions de comblement reste similaires. Cette vitesse d'alluvionnement observée à ce barrage reste inexplicable, tout en avançant dans l'exploitation.

4.3 Quantification des dépôts :

Grâce à l'analyse des résultats de la bathymétrie, nous avons constaté que le développement des dépôts dans une retenue n'est pas une fonction linéaire; avis partagé par plusieurs experts du domaine. La quantification de ces dépôts est devenu un grand problème d'intérêt économique. Le coût de revient du m³ est lié principalement à la perte par alluvionnement de la retenue; la durée de vie d'un barrage est le premier facteur de sa rentabilité.

La quantification et la prévision de l'envasement des retenues se fait de plusieurs méthodes déjà citées au premier chapitre, notre choix comme il a été déjà signalé porte sur l'utilisation d'une approche numérique de simulation.

4.3.1 Données nécessaires :

Sachant que le charriage est le principal modificateur du lit d'un cours d'eau ; il ramène une part importante des sédiments à la retenue.

Le traitement numérique de ce type de problème est devenu possible. Un tel traitement des équations hydrodynamiques gouvernant le transport solide par charriage nécessite la détermination des caractéristiques physiques des sédiments à savoir :

- Le diamètre des sédiments transportés ;
- Le poids spécifique ;
- La porosité.

Ainsi, nous avons pris, au mois de Mars 2004, des échantillons des sédiments charriés à un endroit distant de 14 Km de l'extrémité amont du barrage SMBA. Le choix de cette zone pour le prélèvement n'est pas arbitraire, il est s'est effectué après grande réflexion. Cette zone est dotée d'une bathymétrie qui prouve sa stabilité sédimentaire (ni érosion, ni dépôt) il y a que du transport et elle fait partie de la retenue.

4.3.2 Essai sur les échantillons :

Les échantillons récupérés sont soumis à deux essais :

- Essai de détermination de la densité et la porosité;
- Essai granulométrique.

Les échantillons pris de l'Oued Mina sont mis dans des sacs en plastique pour être analysés ensuite au laboratoire Mécanique des Sols et au Laboratoire Science de l'Eau (LRSeau) de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

- Les essais de densité et de porosité au laboratoire LRSeau ont donné après plusieurs manipulations, une densité moyenne égalé à 2.52 t/ m^3 et une porosité égale à 0,44.
- L'essai granulométrique au laboratoire Mécanique des Sols a donné la courbe granulométrique (figure 2.7).

Les remarques que nous pouvons tirer de ces essais sont :

- La densité des sédiments trouvés 2.52 t/ m^3 est loin de la densité de sédiments décrit par l'ANB ($1,6 \text{ t/ m}^3$). Notons que la valeur trouvée est plus logique que celle donnée par l'ANB, car la valeur adaptée par les experts est une valeur au voisinage 2.6 t/ m^3 .
- Une granulométrie un peu serrée, dont les composantes varient entre les sables grossiers et les graviers avec une forte présence des gros sable 60%.

Les diamètres nécessaires à la simulation sont extraits de la figure 2.7.

Figure 2.7 : Courbe granulométrique de l'échantillon des sédiments prélevés.

Introduction :

Le domaine de modélisation en transport solide comparé avec d'autres domaines de l'hydraulique fluviale est relativement vierge. Le charriage en particulier régi par des lois physiques est difficilement accessible par les mesures, il convient de faire la modélisation numérique.

Un modèle numérique de transport solide a pour but le calcul de la variation de volume et donc la hauteur moyenne du fond, dans une section ou une maille en fonction du temps (Unesco, 1986, in Benssenasse ,2004).

Un savoir faire en numérique est indispensable pour le choix de bonnes méthodes capables d'être appliquées dans des conditions réelles. Il se traduit aussi par des types de schémas numériques et des algorithmes de résolution allégeant le post traitement.

1. Modélisation du transport des sédiments non cohésive :

Avec le développement qu'a connu la science numérique et l'informatique les problèmes de transport des sédiments sont devenus résolubles par la modélisation. Actuellement, on trouve sur le marché de nombreux logiciels qui tentent de simuler la réalité du phénomène, beaucoup de travaux de modélisation sont disponibles pour l'étude du comblement des retenues; certains d'eux sont très bien élaborés mais complexes à utiliser par les ingénieurs praticiens. Par contre, ils peuvent être très simples au point qu'ils ne peuvent représenter la réalité que partiellement.

C'est dans une démarche d'élaborer un outil informatique capable de déterminer et de prévoir le comblement des retenues que découle notre présent travail. Par une modélisation monodimensionnelle du transport par charriage, on essaie de simuler l'historique des dépôts dans la retenue de barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda (SMBA).

2. L'approche monodimensionnelle :

Le problème étudié présente un phénomène d'évolution un peu délicat. Il présente une diversité de situations, d'où on constate une réalité physique du couplage entre l'écoulement solide (transport sédimentaire) et l'écoulement liquide. Un phénomène peut être le plus compliqué de l'hydraulique fluviale gouverné par un système complexe d'équations, qui ne peuvent être traitées que par des méthodes numériques dans les cas réels.

L'approche unidimensionnelle adoptée pour notre travail convient à ce type de problème relatif à la continuité sédimentaire sur un tronçon donné par un profil en long du cours d'eau. Ainsi une approche capable de localiser les zones de dépôt et/ou d'érosion le long de ce profil pour des débits hydrauliques donnés est élaborée.

Elle repose sur l'utilisation des valeurs moyennes, de vitesse, de débit, de pente...etc., ce qui rend le système à résoudre plus souple.

La nature des formules de laboratoire, que nous connaissons, pour la détermination du débit solide de charriage exige l'utilisation du débit liquide et/ou de la vitesse d'écoulement dans la direction principale, ce qui coïncide obligatoirement avec l'approche (1D).

2.1 Critique de l'approche monodimensionnelle :

Malgré les avantages donnés en paragraphe 2, la modélisation monodimensionnelle a cependant des limites.

Généralement, il existe une répartition différenciée des dépôts et/ou des érosions dans la section transversale. Même chose pour la granulométrie, elle a une répartition différenciée dans la section transversale et le long du cours d'eau et suivant les conditions hydrauliques présentes. Ceci rend le calcul monodimensionnel très critiquable.

L'écoulement perd la propriété de la direction privilégiée dès qu'il arrive à la partie basse de la retenue. Il aura un caractère bidimensionnel voire même tridimensionnel, ce qui exclut automatiquement l'approche monodimensionnel en cas des courants hélicoïdaux de chasse.

En conclusion, le problème du transport solide qui dure des années n'apparaît pas facile. Selon Belleudy (2001) la simulation des grandes durées posera toujours un problème. L'outil bidimensionnel est difficile à mettre en application sur des simulations de longue durée pour des cas réels, tandis que celle monodimensionnelle est plus abordable.

3. Retour sur les équations hydrodynamiques et leur traitement :

On a vu dans l'étude bibliographique, que les équations hydrodynamiques gouvernant le transport des sédiments en particulier le charriage, font réunir les trois équations différentielles partielles de base (1.21,1.22,1.25) avec deux autres équations algébriques exprimées par des relations semi empiriques. Ces équations décrivent la perte d'énergie et le débit solide comme il a été déjà noté.

L'ensemble de ces équations nommées couramment équations de Saint-Venant-Exner, forme un système non linéaire et hyperbolique à trois inconnues.

Le plus souvent en hydraulique fluviale la perte d'énergie est exprimée par l'équation d'écoulement uniforme, par la formule de Chézy (équation 3.1).

$$J_e = \frac{U^2 n^2}{R_H^{4/3}} \quad (3.1)$$

En ce qui concerne le débit solide, notre choix définitif porte sur la formule de charriage d'Einstein-Brown, éditée premièrement par Einstein 1942 puis améliorée par Brown.

Le choix de cette formule se justifie par les raisons suivantes :

- Elle donne des valeurs moyennes par rapport à d'autres formules existantes.
- Elle a été développée dans des conditions d'équilibre entre l'érosion et le dépôt, tandis que la majorité des formules ne peuvent donner un débit solide qu'après érosion du lit (Schocklitch, Meyer Peter et al, etc.).

Alors, les équations de Saint-Venant-Exner se réécrit pour un canal naturel comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0. \tag{3.2}$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial Z}{\partial x} + J_e = 0 \tag{3.3}$$

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-P)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \tag{3.4}$$

$$q_s = \frac{40.F \sqrt{g d_m (S_s - 1)}}{(S_s - 1)^3 . d_m^2} (R_h J_f)^3 \tag{3.5}$$

$$J_f = \frac{U^2 n^2}{(R_H)^{4/3}} \tag{3.6}$$

Avec : S_s : densité relative ($S_s = \frac{\rho_s}{\rho}$) ;

F : facteur dépend du d_{50} , (tableau 3.1) ;

d_m : Diamètre moyen du grains sédimentaire correspond à 50% tamisât ($d_{50\%}$).

Tableau 3.1 : Facteur de la formule de charriage Einstein-Brown.

d_m (mm)	F
0,3	0,6
0,5	0,7
1,0	0,8
2,0	0,8
5,0	0,8
10	0,8

Source: Q54R8 Fourteenth Congress, Rio de Janeiro. ICOLD1982

Pour qu'on puisse utiliser une formule de charriage dans les équations de Saint-Venant-Exner, il faut qu'elle soit une fonction de la vitesse U .

Ainsi, nous avons procédé comme suit :

De l'équation (3.1), on trouve:
$$(R_H J_e)^3 = \frac{U^6}{C^6}$$

(C : Coefficient de Chézy [$m^{1/2}/s$], donnée par l'équation 1.17).

Nous obtenons la formulation finale de la formule Einstein-Brown comme suit :

$$q_s = K.U^6 \quad (3.7)$$

Avec :

$$K = \frac{40.F.g^{1/2}}{(S_s - 1)^{5/2} . d_{50}^{3/2}} \cdot \frac{n^6}{R_H} \quad (3.8)$$

Par conséquent, le système d'équation Saint-Venant-Exner se réduit à un système à trois inconnues.

Remarque :

Pour évaluer n rugosité selon Manning, on a la possibilité de choisir entre la formule (1.8-b) qui utilise le $d_{50\%}$ et la formule utilisant le $d_{90\%}$ (1.8-a) :

$$K_s = \frac{1}{n} = \frac{21.1}{(d_{50\%})^{1/6}} \quad (1.9-b)$$

Où : $d_{50\%}$ [m]

Cette formule est valable pour les canaux aux parois (fond et berge) en granulat non cohésif (Graf et al 1993).

Puisque la formule de charriage utilise le $d_{50\%}$, on a préféré suivre nos calculs avec la formule (1.9-b).

3.1 Solutions des équations à l'aide des modèles :

Selon Graf et al, des solutions analytiques aux équations de Saint-Venant-Exner ne sont pas possibles qu'avec l'utilisation de l'hypothèse de la quasi-stationnarité et de la quasi-uniformité de l'écoulement. Dans notre cas réel qui tient compte des conditions réelles d'écoulement, ces hypothèses précitées sont à l'abri de toute utilisation. Alors une solution analytique est impossible. La modélisation numérique reste inévitable ; une technique qui se fait en deux possibilités.

3.1.1 Modélisation couplée :

Le système d'équation hydrodynamique gouvernant le transport par charriage dans un cours d'eau naturel et dans des conditions réels d'écoulement ne peut être résolu que par des méthodes numériques qui se prêtent à l'analyse au moyen d'ordinateur. Ces méthodes ont été développées premièrement pour les écoulements liquides à fond fixe. Elles deviennent plus complexes quand on les applique à la modélisation des écoulements à fond mobile.

Les méthodes implicites aux différences finies sont actuellement les plus utilisées pour résoudre ces équations. Elles couplent implicitement la phase liquide et la phase solide par une résolution simultanée qui se prête au calcul par ordinateur. Soit l'algorithme sommaire de simulation expliquant cette démarche donne en figure 3.1.

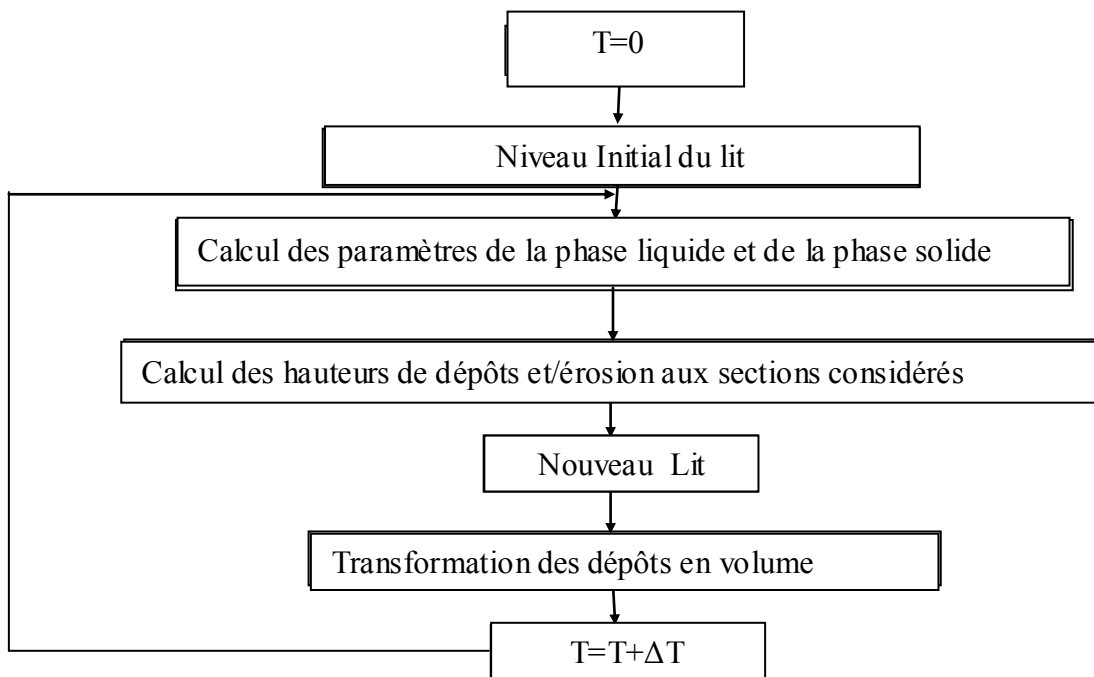


Figure 3.1 : Algorithme de la modélisation couplée.

3.1.2 Modélisation découplée :

D'après les acteurs de la modélisation-simulation, l'approche découplée présente un modèle simple et simplifié. Il consiste à traiter le problème en deux phases indépendantes (phase liquide + phase solide), c'est pourquoi il a porté le nom découplé.

Pour la première phase (phase liquide) de calcul, on établit l'allure de la ligne d'eau du système réservoir- cours d'eau sans considérer l'effet du transport des sédiments.

A la deuxième phase, le dépôt et/ou l'érosion est déterminé le long du tronçon choisi en s'appuyant sur l'hypothèse qui dit que, "les conditions d'écoulement reste in affecté par le processus de sédimentation durant le pas de temps de calcul".

L'algorithme sommaire (figure 3.2) est plus illustratif de cette approche, comme il vient d'être présenté :

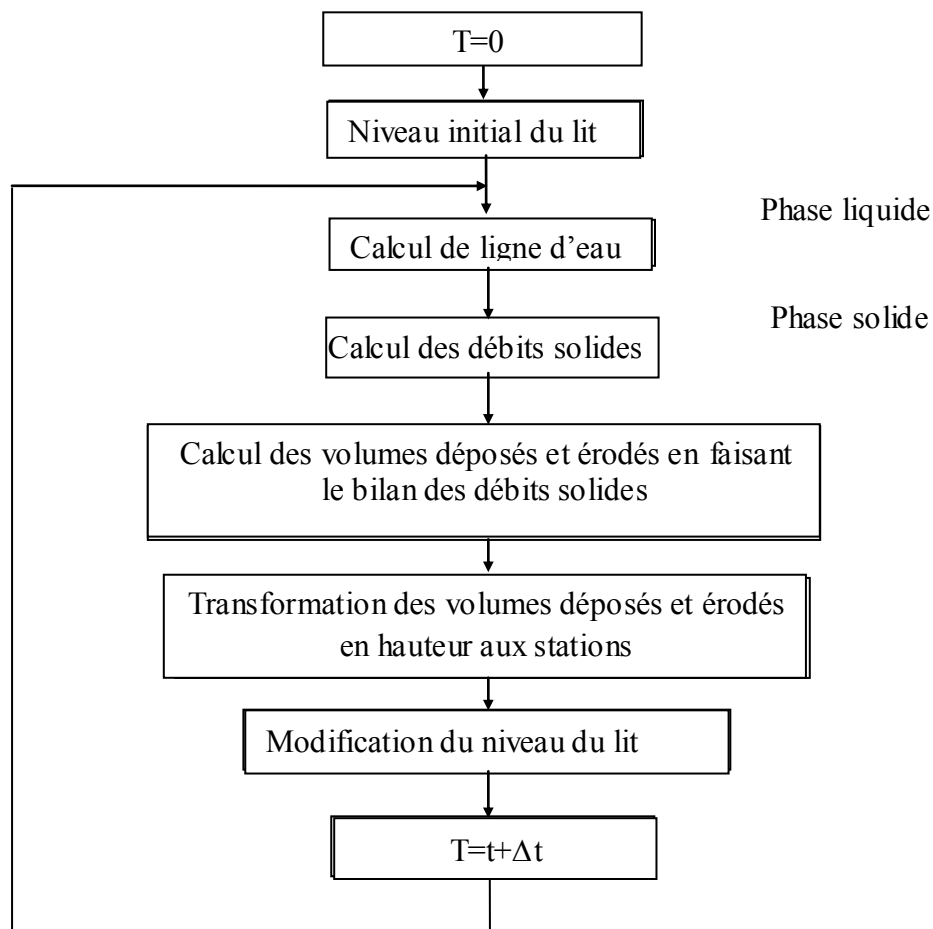


Figure 3.2 : Algorithme de la modélisation découplée

Parmi les premiers qui ont utilisé cette méthode, on trouve Harrison de l'institut de recherches hydrauliques d'Iowa (USA) au début des années soixante. Il a publié chez US corps of engineering des articles sur les problèmes du transport solide traité par cette méthode. Durant les années soixante-dix, elle a été améliorée par Yücel et Graf, et appliquée aussi avec un grand succès sur des cours d'eau de montagnes Japonaises par Asada.

4 Choix de la méthode de résolution :

Une nouvelle étape est définie par Cunge et al (1986) ; leurs recommandations décrivent un calcul séparé du charriage et de la suspension (Belleudy, 2001).

Ces recommandations préconisent le développement de la modélisation couplée, traitée que par des méthodes numériques.

En fait, les méthodes numériques ont eu une valeur qu'après l'amélioration de la capacité de calcul des ordinateurs. De leur historique, on constate que la méthode aux différences finies est utilisée avant celle des éléments finis. Alors que c'est récemment qu'on a commencé à entendre des applications par la méthode des volumes finis. La méthode aux différences finies des années cinquante n'est pas celle des années quatre vingt dix ; plusieurs schémas et algorithmes sont mis en œuvre, dont l'objectif est d'améliorer la qualité des calculs.

La méthode des éléments finis a connu une grande utilisation pour des problèmes complexes. Son efficacité est reconnue dans le domaine de la simulation. Sa mise en application nécessite généralement le travail en commun d'une équipe pluridisciplinaire (Mathématicien, programmeur, hydraulicien...etc).

Les volumes finis est une méthode récente, elle présente une souplesse relative. Du point de vue discrétisation, elle ressemble à la méthode aux différences finies. Malheureusement, on ne dispose pas d'ouvrage de référence sur sa mise en application.

Généralement le choix pour l'utilisation d'une méthode numérique obéit à certaines règles dont on cite :

- La précision du calcul ;
- La stabilité et la convergence ;
- L'adaptation à la programmation.

La méthode aux différences finies présente certains avantages, bien que sa précision dépende du type de l'approximation et que ces approximations sont modérément transparentes dans leurs formulations. Ces avantages sont trois en général :

- Relativement facile à implémenter;
- Temps de calcul faible à modéré;

- La technique de discrétisation ne force pas la conservation.

Ces avantages précités et l'accréditation des grands chercheurs en faveur de cette méthode rendent son utilisation largement justifiée.

4.1 La méthode aux différences finies :

La majorité des méthodes numériques consistent à remplacer le système d'équation différentielle définie et continue sur un domaine, par un système d'équation discrète continue seulement au point discret. Cette substitution se fait par l'approximation aux différences finies l'ensemble des dérivées.

4.1.1 Base de la méthode aux différences finies :

Les approximations aux différences finies pour les dérivées étaient déjà connues du temps d'Euler (1707-1783). La procédure la plus simple consistait à résoudre le problème :

$$\frac{dx}{dt} = f(x, t) \quad \text{Avec la condition } x(0) = a, \text{ en remplaçant } \left(\frac{dx}{dt}\right)_{n-1} \text{ par l'approximation}$$

$$\frac{X_n - X_{n-1}}{\Delta t}.$$

Ceci, conduisait à la relation récurrente $X_0 = a, X_n = X_{n-1} + \Delta t \cdot f(X_{n-1}, t_{n-1})$ pour $n > 0$. Cette procédure est connue sous le nom de *méthode d'Euler*

D'une manière générale, la synthèse des méthodes numériques pour la recherche de la solution des équations aux dérivées partielles consiste en deux étapes :

- Le remplacement de l'équation ou des équations par des approximations discrètes.
- La sélection de certains algorithmes de manière à ce que les équations discrétisées puissent être résolues numériquement. On cite Lax-Friedrich, CIR (Courant-Isaacson-Rees).

4.1.1.1 Approximation des dérivées premières par l'utilisation des séries de Taylor :

Dans la plupart des problèmes de mécanique des fluides, les dérivées qui interviennent sont du premier, voir du second ordre, mais rarement d'ordre supérieur. Aussi, pour mieux appréhender l'utilisation des séries de Taylor, revenons aux définitions des dérivées. En effet, le principe de la discrétisation des dérivées est fondé sur la définition de la notion de dérivée d'une fonction en un point donné. Soit donc un point P de coordonnées $P(x, y)$ ou $P(i\Delta x, j\Delta y)$ ou $P_{i,j}$, où l'on calcule la dérivée première.

Par définition :

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{u_{i+1,j} - u_{i,j}}{\Delta x} \quad (3.9)$$

Où, on a dénoté $u(i\Delta x, i\Delta y)$ par $u_{i,j}$.

Ainsi, si $u(x, y)$ est une fonction continue, on peut espérer que la valeur de $\frac{U_{i+1}^j - U_i^j}{\Delta x}$

sera une approximation raisonnable de $\frac{\partial u}{\partial x}$ pour une valeur suffisamment petite mais

non nulle de Δx .

Pratiquement, pour la représentation des dérivées, on utilisera les développements en série de Taylor autour du point $P_{i,j}$:

$$u_{i+1,j} = u_{i,j} + \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \Delta x + \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}\right)_{i,j} \frac{(\Delta x)^2}{2} + \left(\frac{\partial^3 u}{\partial x^3}\right)_{i,j} \frac{(\Delta x)^3}{6} + \dots \quad (3.10)$$

Cette relation est la forme exacte pour $u_{i+1,j}$ si le nombre de termes de la série est infini et si la série converge,

Pour des applications numériques, il est impossible d'utiliser des nombres de termes infinis. Par suite, la série doit être tronquée.

Par exemple, si les termes d'ordre $(\Delta x)^3$ et plus sont négligés, la relation pour $u_{i+1,j}$ s'écrit :

$$u_{i+1,j} \approx u_{i,j} + \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \Delta x + \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}\right)_{i,j} \frac{(\Delta x)^2}{2} \quad (3.11)$$

On dira que (3.11) est précise au second ordre, car les termes d'ordre $(\Delta x)^3$ et plus ont été négligés.

Si les termes d'ordre $(\Delta x)^2$ et plus sont négligés, on aura l'approximation :

$$u_{i+1,j} \approx u_{i,j} + \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \Delta x \quad (3.12)$$

L'équation (3.12) est du premier ordre (ou, linéaire). Dans (3.11) et (3.12), notons les termes négligés (les termes restants) dans la représentation en série de Taylor par $R(u)$.

Ainsi, pour l'équation (3.11)

$$R(u) = \sum_{n=3}^{\infty} \left(\frac{\partial^n u}{\partial x^n} \right)_{i,j} \frac{(\Delta x)^n}{n!} \quad (3.13)$$

Et pour (3.12), nous aurons:

$$R(u) = \sum_{n=2}^{\infty} \left(\frac{\partial^n u}{\partial x^n} \right)_{i,j} \frac{(\Delta x)^n}{n!} \quad (3.14)$$

Les termes restants R (u) peuvent être réduits :

- en augmentant le nombre de termes de la série de Taylor. Cela conduit à des précisions d'ordre plus élevé,
- en réduisant Δx .

Un très grand nombre d'approximations aux différences finies peut être obtenu pour les dérivées des fonctions.

Selon les besoins, la discrétisation peut avoir plusieurs schémas :

Considérons la série de Taylor (3.10) et exprimons la dérivée $\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{i,j}$:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{i,j} = \frac{u_{i+1,j} - u_{i,j}}{\Delta x} - \left[\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right)_{i,j} \frac{(\Delta x)}{2} + \left(\frac{\partial^3 u}{\partial x^3} \right)_{i,j} \frac{(\Delta x)^2}{6} + \dots \right] \quad (3.15)$$

En introduisant l'erreur de troncature :

$$T(u) = \left[\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right)_{i,j} \frac{(\Delta x)}{2} + \left(\frac{\partial^3 u}{\partial x^3} \right)_{i,j} \frac{(\Delta x)^2}{6} + \dots \right] \quad (3.16)$$

Et on observe que :

$$T(u) = O(\Delta x)$$

On obtient :

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{i,j} = \frac{u_{i+1,j} - u_{i,j}}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (3.17)$$

On appelle ce schéma, **un schéma aux différences "progressives"** qui est l'approximation au premier ordre (en x) ; schéma le plus simple.

De même, un schéma rétrograde est donné par :

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{i,j} = \frac{(u_{i,j} - u_{i-1,j})}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (3.18)$$

Un autre schéma médiane entre ces deux est le schéma centré donné par :

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{i,j} = \frac{(u_{i+1,j} - u_{i-1,j})}{2\Delta x} + O(\Delta x)^2 \quad (3.19)$$

4.2 Approche de discrétisation :

Pour les problèmes d'évolution (régime instationnaire), la dérivée temporelle doit prendre une attention particulière, l'approche numérique de leurs traitements propose deux schémas principaux. On note qu'il existe une approche de discrétisation semi – discrète consistant à ne discrétiser que les dérivées spatiales et à garder la dérivée temporelle sous sa forme analytique.

Une telle approche est aussi appelée approche aux équations différentielles ordinaires, car elle convertit l'équation différentielle partielle en une équation différentielle ordinaire.

La discrétisation complète des dérivées incluant les dérivées temporelles conduit à deux types de marche en temps. La marche point par point signifie une technique explicite, bien que l'avancement reposant sur deux niveaux de calcul en temps est défini comme la technique implicite.

4.2.1 Schémas explicites :

Les techniques de discrétisation peuvent être effectuées point par point et ceci a priori dans n'importe quel ordre, dans la mesure où l'information requise pour le calcul est entièrement contenue dans les calculs effectués aux pas de temps précédents.

Alors, on appelle schéma numérique explicite, un schéma pour lequel une seule inconnue apparaît dans l'équation aux différences finies, d'une manière telle qu'il permet son évaluation en fonction des grandeurs connues, ici les $U_{i-1}^n, U_i^n, U_{i+1}^n$ du pas de temps précédent.

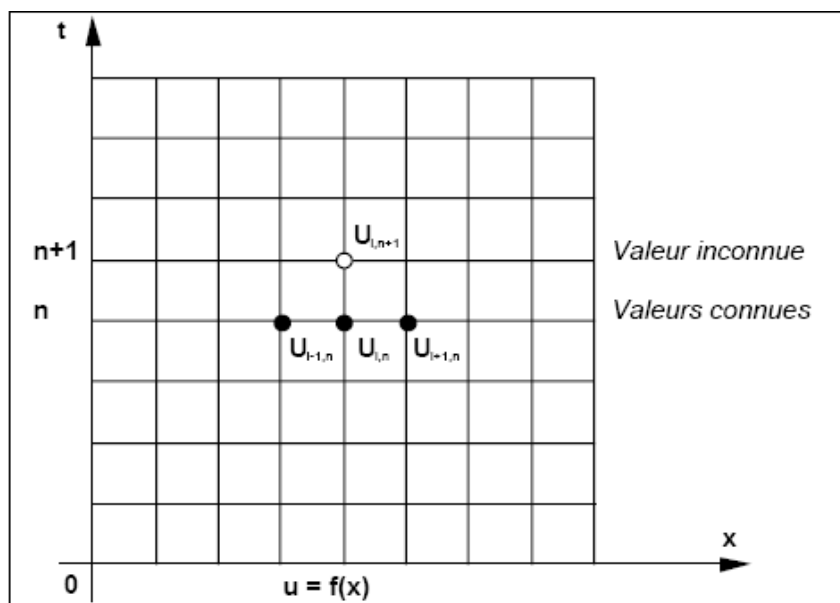


Figure3.3 : Schéma explicite de discrétisation

4.2.2 Schémas implicites :

Par contre, il est nécessaire pour effectuer l'avance du calcul en temps de connaître non seulement des valeurs calculées au pas précédent, mais aussi des informations issues de l'itération en cours (Fig. 3.4).

Sa formulation fait apparaître 3 inconnues U_{i+1}^{n+1} , U_i^{n+1} , U_{i-1}^{n+1} . On ne peut calculer explicitement U_i^{n+1} .

L'utilisation de telles méthodes implique la résolution de systèmes d'équations simultanées.

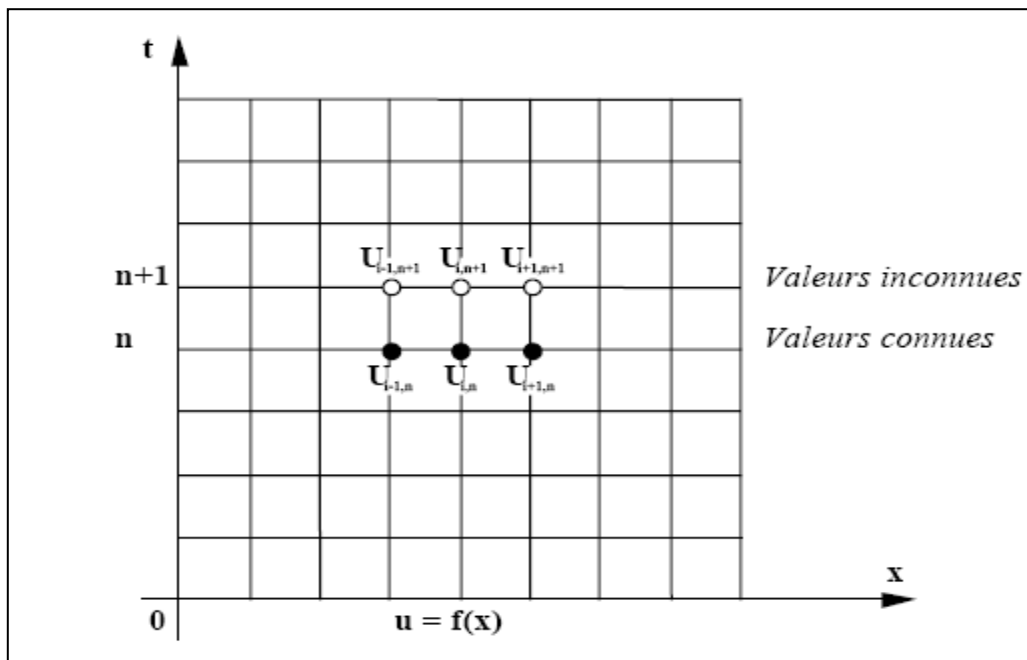


Figure 3.4 : Schéma implicite de discrétisation

4.2.3 Avantages et inconvénients des schémas numériques

4.2.3.1 Approches explicites

Avantages :

La méthode est relativement facile à élaborer et à programmer.

Inconvénients :

Les conditions de stabilité imposent souvent des valeurs très petites pour le pas de temps, il peut en résulter des temps de calcul sur ordinateur relativement long.

4.2.3.2 Approches implicites

Avantages :

La stabilité est maintenue pour des valeurs des pas de temps beaucoup plus grands, ce qui diminue de manière parfois considérable les temps effectifs de calcul.

Inconvénients :

La méthode est plus complexe à mettre en oeuvre. Comme des manipulations de matrices doivent être effectuées à chaque pas de temps, le temps de calcul pour un pas de temps est beaucoup plus important que pour les techniques explicites.

D'autre part, comme relativement des grands pas de temps sont utilisés, l'erreur de troncature est plus grande et par conséquent, l'utilisation de la technique implicite pour traiter des problèmes transitoires est moins précise que les méthodes explicites. Cependant, pour les problèmes où seul compte la solution stationnaire, cette faible précision en temps ne joue pas de rôle.

5 Conditions sur les schémas numériques :

Une méthode numérique, de par sa nature, ne peut conduire à une solution exacte, puisque l'information qui lui est fournie sera toujours insuffisante.

5.1 Erreurs et précision :

Actuellement, un tel développement dans les méthodes numériques n'est pas suffisamment avancé pour proposer une définition satisfaisante de la précision. Les principales erreurs pour un schéma numérique sont les erreurs de troncature et d'arrondi. Le premier résulte de la substitution de la solution exacte dans l'équation aux différences finies, la deuxième est toujours présente dans les calculs itératifs tant que la solution évolue, jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de changement.

On note que n'importe quelle schéma numérique possède un ordre de précision où cette dernière est proportionnelle à cet ordre.

5.2 Consistance et stabilité :

Une représentation aux différences finies sera dite consistante si l'on peut montrer que l'erreur de troncature tend vers zéro lorsque les pas du maillage tendent vers zéro. L'amplification des erreurs de n'importe quelle origine à chaque étape de calcul engendre une instabilité de la solution. Notons que cette instabilité n'est valable que pour les problèmes d'évolution et qu'il n'existe que peu de règle qui tentent de la vérifier.

Plusieurs critères sont édités pour assurer la stabilité d'une solution d'un schéma numérique explicite. Celui le plus utilisé est le respect de la condition de courant nommé généralement Condition Friedrich-Lévy (CFL), qui est définie par le rapport entre le pas temporel et le pas spatial du maillage multiplié par la vitesse. Pour les méthodes explicites, elle doit être obligatoirement inférieure à un.

Après la vérification de ces conditions précitées, la convergence de la solution numérique vers la solution exacte (en tout point du maillage) est assurée en cas du système linéaire. Dans son origine, la convergence est satisfaite, si la limite de l'erreur entre la solution numérique et la solution exacte tend vers zéro quand Δx et Δt tendent vers zéro aussi.

6. Stratégie de base pour la discrétisation des équations Saint-Venant-Exner :

C'est récemment que les problèmes de transport des sédiments avaient été simulés par moyen d'ordinateur dans un souci de reproduire la réalité du phénomène.

Plusieurs travaux sont disponibles dans ce domaine ; en leur majorité ils sont très bien élaborés et par conséquent complexes d'où les ingénieurs praticiens trouvent beaucoup de difficultés dans leurs usages. Par contre, ils existent d'autres travaux très simples et ne peuvent représenter le phénomène que partiellement.

Pour échapper à ce dilemme, nous avons réfléchi à une méthode facile à utiliser mais capable de représenter la réalité du phénomène. Notre choix comme il est déjà décrit a porté sur la méthode aux différences finies.

La description de cette méthode au paragraphe précédent nous a beaucoup aidé à entreprendre la discrétisation de chaque équation du système. L'ordre de précision des schémas numériques utilisés est égal à 1 pour ne pas compliquer le post traitement des équations résultantes.

6.1 Discrétisation des équations :

Notre démarche consiste à discrétiser chaque équation à part, dans un objectif de présenter les inconnues avec le plus possible de clarté.

Comme il est déjà décrit au paragraphe 5.2, la stabilité est un grand obstacle au calcul numérique ; une contrainte qui nous a poussés à choisir l'utilisation d'un schéma implicite.

Avant d'entamer la discrétisation, il faut poser cette question. Quels sont les paramètres les mieux adaptés à une telle démarche ?

La réponse dépend du système à discrétiser, ainsi que des solutions cherchées comme il vient d'être exposé ci-dessous.

Dans cette discrétisation, nous avons utilisé l'exposant $(j+1)$ pour désigner le temps $(t+\Delta t)$; quand la variable n'est pas connue explicitement. L'exposant (j) désigne le temps t ; quand la valeur de la variable est connue explicitement.

L'indice (i) désigne l'abscisse du point concerné, un pas de Δx en avance donne le point d'indice $(i+1)$.

6.1.1 Approximation aux différences finies de l'équation de continuité liquide :

L'équation de continuité (3.2) se réécrit comme suit :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{1}{B} \frac{\partial(U.S)}{\partial x} \quad (3.20)$$

La discrétisation de cette équation (3.20) se déroule avec l'utilisation du volume de contrôle présenté à la figure (3.5).

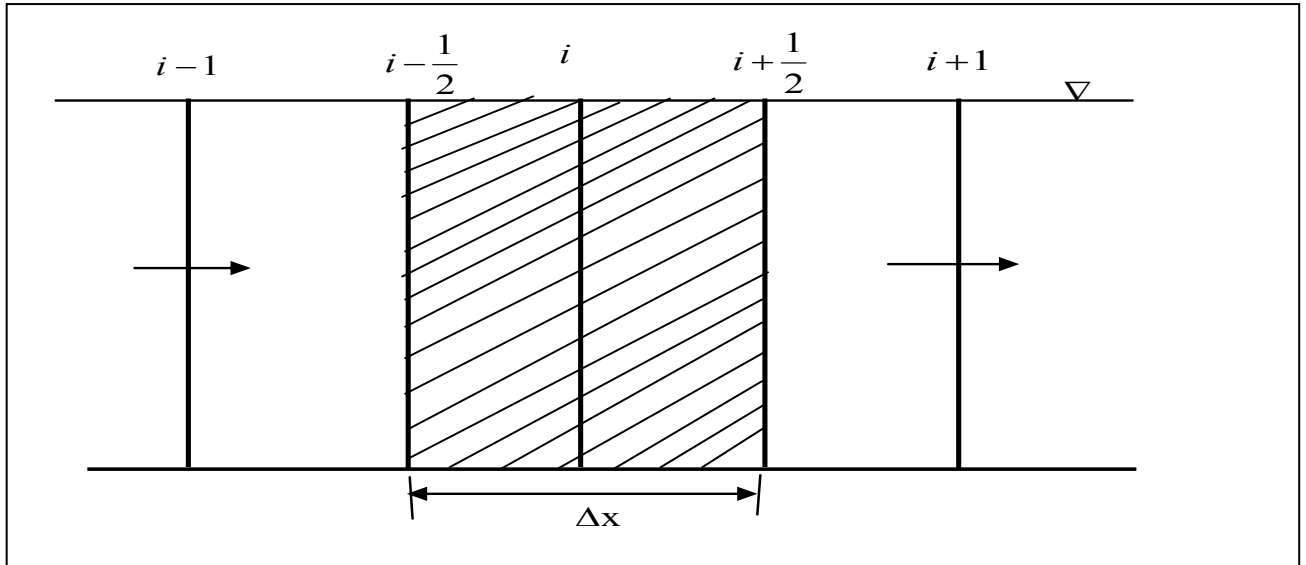


Figure : 3.5 Volume de contrôle pour l'équation de continuité.

Pour répondre à la forme implicite, on a choisi un schéma du premier ordre progressif en temps et centré en espace ce qui donne :

$$\frac{h_i^{j+1} - h_i^j}{\Delta t} = \frac{-1}{\Delta x \cdot B_i^j} (U_{i+1/2}^{j+1} S_{i+1/2}^j - U_{i-1/2}^{j+1} S_{i-1/2}^j) \quad (3.21)$$

D'où :

i : indice de position pour le volume de contrôle ;

h_i^{j+1}, h_i^j : Hauteur d'écoulement en temps $(t+\Delta t)$, et au temps (t) ;

Δt : Pas de temps ;

Δx : Pas d'espace entre deux sections adjacentes limitant le volume de contrôle ;

B_i^j : Largeur en surface au point i , et en temps (t) ;

$U_{i+1/2}^{j+1}, U_{i-1/2}^{j+1}$: La vitesse d'écoulement au temps $(t+\Delta t)$ pour les deux sections de Contrôles (section d'entrée et section de sortie) ;

$S_{i+1/2}^j, S_{i-1/2}^j$: Surface d'écoulement de la section de sortie et d'entrée respectivement ;

6.1.2 Approximation aux différences finies de l'équation dynamique :

Partons de l'équation dynamique (équation 3.3) exprimant la conservation de la quantité de mouvement et remplaçons J_e par son expression donnée par l'équation (3.1) :

$$\frac{\partial U}{\partial t} = -U \frac{\partial U}{\partial x} - g \frac{\partial h}{\partial x} + g \left(-\frac{\partial Z}{\partial x} \right) - \frac{U^2 n^2}{R_H^{4/3}} \quad (3.22)$$

Cette fois-ci, la discrétisation doit se faire avec une attention particulière car l'équation dynamique regroupe les variables des trois principales équations à résoudre.

En s'appuyant sur le volume de contrôle (figure 3.6), l'approximation des dérivées partielles devient moins difficile.

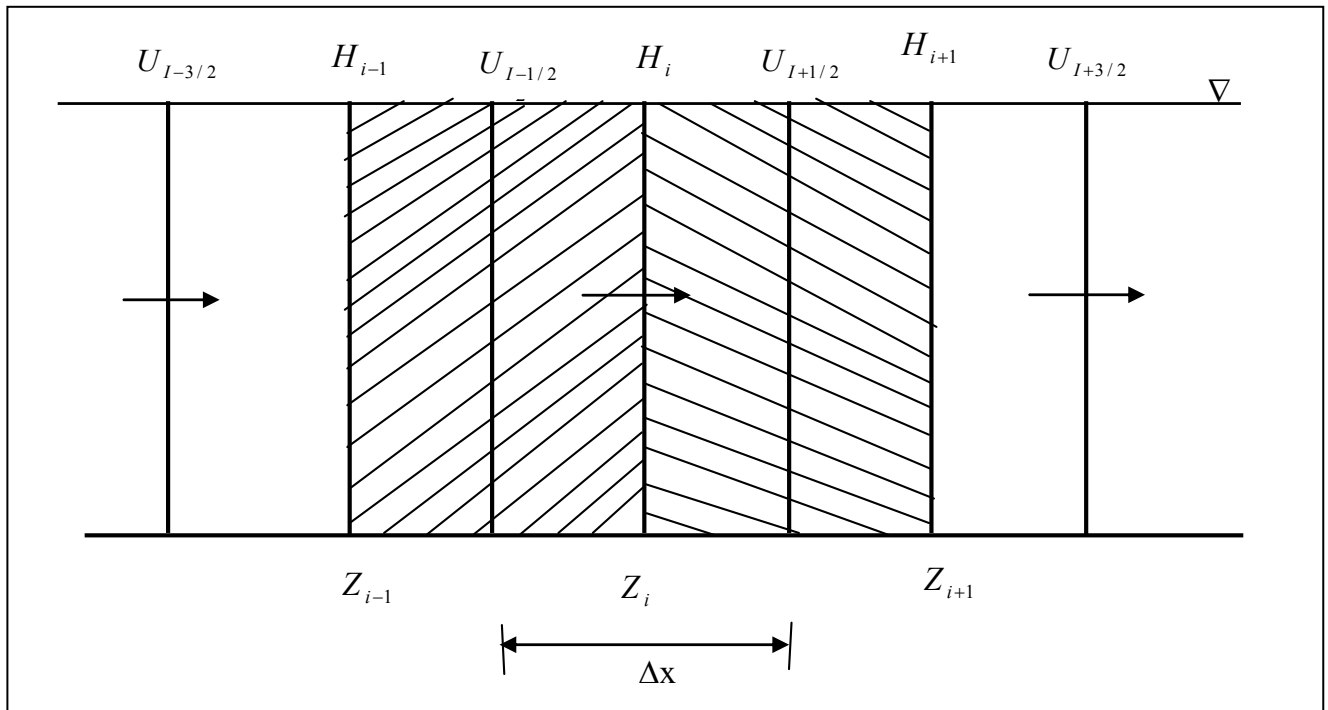


Figure 3.6 : volume de contrôle pour l'équation dynamique.

De la discrétisation de l'équation (3.20), nous avons obtenu 3 inconnues en temps ($t + \Delta t$) ; deux inconnues représentent la vitesse au stade $i-1/2$ et $i+1/2$, l'autre la hauteur d'écoulement au stade i .

Ces inconnues doivent figurer obligatoirement dans la discrétisation de l'équation dynamique (3.22), ce qui conduit à une double discrétisation pour la vitesse U au stade $i-1/2$ et $i+1/2$.

Le schéma aux différences finies suivi pour ce faire est progressif en temps et centré en espace. Alors que pour les inconnues h et Z , on a choisi un schéma rétrograde comme il vient d'être présenté :

$$\frac{U_{i+1/2}^{j+1} - U_{i-1/2}^j}{\Delta t} = -\frac{U_{i-1/2}^j}{2\Delta x} (U_{i+1/2}^j - U_{i-3/2}^j) - \frac{g}{\Delta x} (h_i^{j+1} - h_{i-1}^{j+1}) + g \frac{Z_{i-1}^{j+1} - Z_i^{j+1}}{\Delta x} - g \left(\frac{n^2 U_{i-1/2}^{j+1} |U_{i-1/2}^j|}{(R_{H,i-1/2}^j)^{4/3}} \right) \quad (3.23)$$

Posons :

$$\alpha_{i+1/2}^j = 1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x} (U_{i+3/2}^j - U_{i-1/2}^j) + \frac{\Delta t n^2 \cdot g |U_{i+1/2}^j|}{(R_{H,i+1/2}^j)^{4/3}} \quad (3.24)$$

$$\alpha_{i-1/2}^j = 1 + \frac{\Delta t}{2\Delta x} (U_{i+1/2}^j - U_{i-3/2}^j) + \frac{\Delta t n^2 \cdot g |U_{i-1/2}^j|}{(R_{H,i-1/2}^j)^{4/3}} \quad (3.25)$$

Ce qui donne :

$$U_{i-1/2}^{j+1} = \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot \frac{g}{\alpha_{i-1/2}^j} (h_{i-1}^{j+1} - h_i^{j+1}) + \frac{U_{i-1/2}^j}{\alpha_{i-1/2}^j} + g \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x \cdot \alpha_{i-1/2}^j} (Z_{i-1}^{j+1} - Z_i^{j+1}) \quad (3.26-a)$$

De même, nous obtenons :

$$U_{i+1/2}^{j+1} = \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot \frac{g}{\alpha_{i+1/2}^j} (h_i^{j+1} - h_{i+1}^{j+1}) + \frac{U_{i+1/2}^j}{\alpha_{i+1/2}^j} + g \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x \cdot \alpha_{i+1/2}^j} (Z_i^{j+1} - Z_{i+1}^{j+1}) \quad (3.26-b)$$

6.1.3 Approximation aux différences finies de l'équation de continuité solide:

L'équation (3.4) exprime la continuité pour la phase solide, elle peut s'écrire en différences finies comme suit :

$$\frac{Z_i^{j+1} - Z_i^j}{E \cdot \Delta t} = \frac{q_{s,i+1/2}^j - q_{s,i-1/2}^j}{\Delta x} \quad (3.27)$$

Avec :

$$E = \frac{1}{(1-p)} \quad (3.28)$$

Et d'après l'équation (3.7) :

$$q_s = K \cdot U^6$$

Si on garde cette expression de q_s en modèle puissance, nous obtenons des équations algébriques non linéaires. La résolution du système résultant requérant une méthode itérative de résolution comme celle de Gauss-Seidel.

Cette méthode engendre beaucoup de difficultés en post traitement ; la convergence en calcul numérique est un grand problème, l'erreur d'itération augmente avec le nombre de boucle nécessaire à cette dernière. Pour ne pas tomber dans une telle situation, nous procédons à la linéarisation de l'équation (3.7) ; seule équation présentant une

puissance supérieure à un. Le système résultant est linéaire, il est résolu par la méthode la plus célèbre, à savoir Elimination de Gauss.

Alors :

$$q_{s,i+1/2}^j = -5K_{i+1/2}^j (U_{i+1/2}^j)^6 + 6K_{i+1/2}^j (U_{i+1/2}^j)^5 U_{i+1/2}^j \quad (3.29)$$

De même

$$q_{s,i-1/2}^j = -5K_{i-1/2}^j (U_{i-1/2}^j)^6 + 6K_{i-1/2}^j (U_{i-1/2}^j)^5 U_{i-1/2}^j \quad (3.30)$$

Posons :

$$W1_{i+1/2}^j = 5.E.K_{i+1/2}^j (U_{i+1/2}^j)^6 \dots \dots (3.31) \quad \text{et} \quad W2_{i+1/2}^j = 6.E.K_{i+1/2}^j (U_{i+1/2}^j)^5 \quad (3.32)$$

Il en résulte :

$$-U_{i+1/2}^{j+1} W2_{i+1/2}^j + U_{i-1/2}^{j+1} W2_{i-1/2}^j = W1_{i-1/2}^j - W1_{i+1/2}^j - \frac{\Delta x}{\Delta t} Z_i^j + \frac{\Delta x}{\Delta t} Z_i^{j+1} \quad (3.33)$$

A ce point, les équations Saint-Venant-Exner sont complètement écrites en différences finies avec le schéma implicite comme le montre la figure (3.7). Les équations résultantes sont : l'équation 3.21, l'équation 3.26-a, 3.26-b et l'équation 3.33.

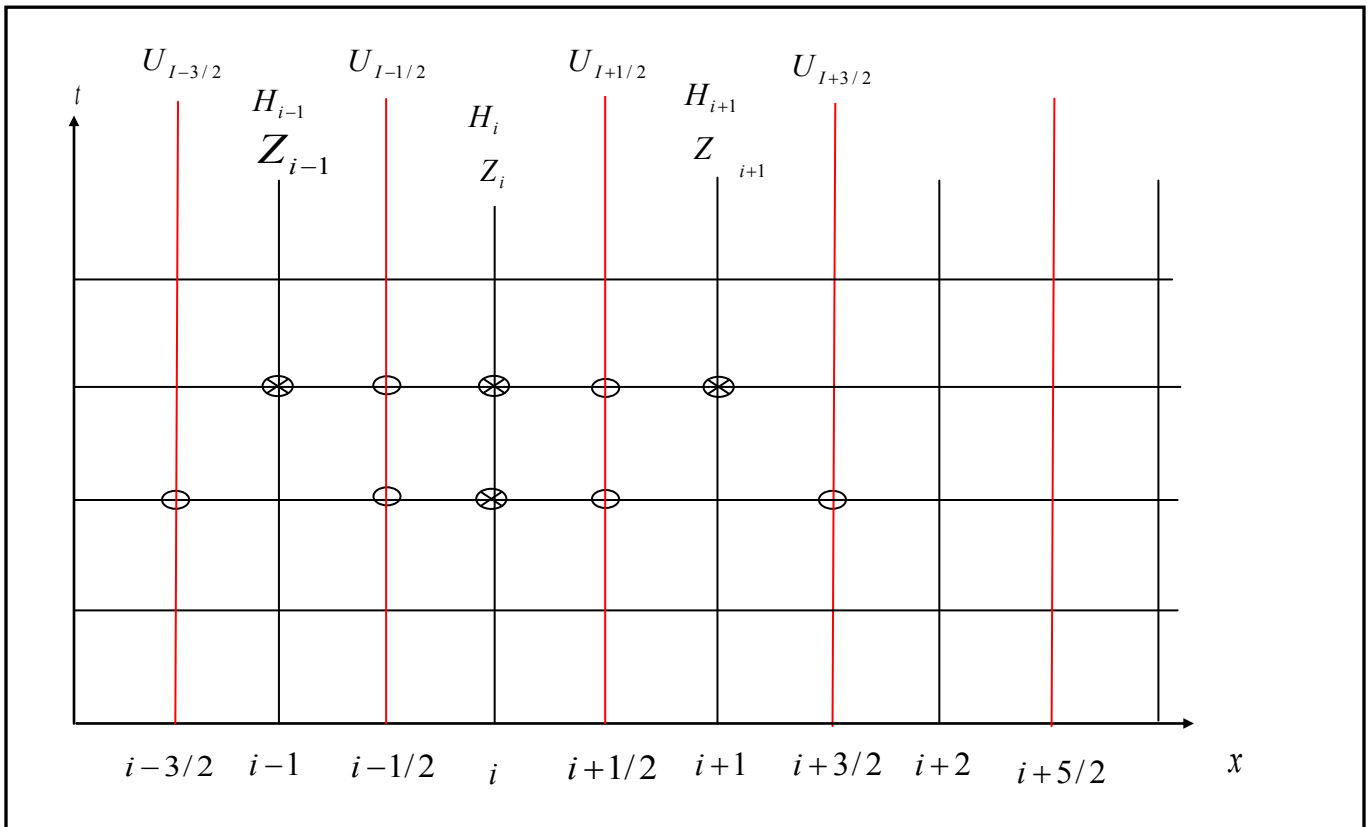


Figure 3.7 : Schéma implicite de la discrétisation des équations de Saint-Venant-Exner.

Si les expressions $U_{i+1/2}^{j+1}, U_{i-1/2}^{j+1}$ données par (3.26-a) et (3.26-b) sont remplacées dans (3.21) et (3.33), nous obtenons deux équations à résoudre simultanément, bien sûr avec leurs écritures au domaine de la solution.

$$\begin{aligned}
 & -\beta_{i-1/2}^j h_{i-1}^{j+1} - \beta_{i-1/2}^j Z_{i-1}^{j+1} + (B_i^j + \beta_{i+1/2}^j + \beta_{i-1/2}^j) h_i^{j+1} + (\beta_{i+1/2}^j + \beta_{i-1/2}^j) Z_i^{j+1} - \beta_{i+1/2}^j h_{i+1}^{j+1} \\
 & - \beta_{i+1/2}^j Z_{i+1}^{j+1} = B_i^j h_i^j - \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{U_{i+1/2}^j \cdot S_{i+1/2}^j}{\alpha_{i+1/2}^j} + \frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{U_{i-1/2}^j \cdot S_{i-1/2}^j}{\alpha_{i-1/2}^j}
 \end{aligned} \tag{3.34}$$

$$\begin{aligned}
 & \eta_{i-1/2}^j h_{i-1}^{j+1} + \eta_{i-1/2}^j Z_{i-1}^{j+1} + (-\eta_{i-1/2}^j - \eta_{i+1/2}^j) h_i^{j+1} + \left(-\frac{\Delta x}{\Delta t} - \eta_{i-1/2}^j - \eta_{i+1/2}^j \right) Z_i^{j+1} + \eta_{i+1/2}^j h_{i+1}^{j+1} \\
 & + \eta_{i+1/2}^j Z_{i+1}^{j+1} = -\frac{\Delta x}{\Delta t} Z_i^j - W1_{i+1/2}^j + W1_{i-1/2}^j + \frac{W2_{i+1/2}^j U_{i+1/2}^j}{\alpha_{i+1/2}^j} + \frac{W2_{i-1/2}^j U_{i-1/2}^j}{\alpha_{i-1/2}^j}
 \end{aligned} \tag{3.35}$$

Avec :

$$\eta_i^j = g \cdot \frac{W2_i^j}{\alpha_i^j} \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad \text{et} \quad \beta_i^j = g \cdot \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 \frac{S_i^j}{\alpha_i^j}$$

Le schéma implicite choisi dans ce travail implique la résolution simultanée d'un système d'équations algébriques linéaires en d'autres termes une matrice [A]. Il s'agit donc d'une modélisation couplée entre la phase liquide et la phase solide.

Les deux équations complètement discrétisées, appliquées de façon systématique à tout points de maillage forment cette matrice. Les h_i^{j+1}, Z_i^{j+1} cherchés sont la solution de cette matrice [A].

6.2 Modélisation du système barrage-cours d'eau :

L'application du modèle numérique (équation 3.34, équation 3.35) précédent sur un tronçon de cours d'eau composé de n tronçons donnera un système de 2 x n inconnues. Ces (2n) équations sont linéairement indépendantes, par conséquent le système à résoudre admet une solution unique.

Notre tronçon barrage SMBA-Cours d'eau Oued Mina convient à ce type de modélisation, son profil longitudinal est menu de plusieurs profils en travers (figure 3.8). Il possède une vingtaine de sections transversales non uniformément réparties. Vu que notre maillage est uniforme, le choix conditionné des profils en travers est fait à la base d'un pas régulier.

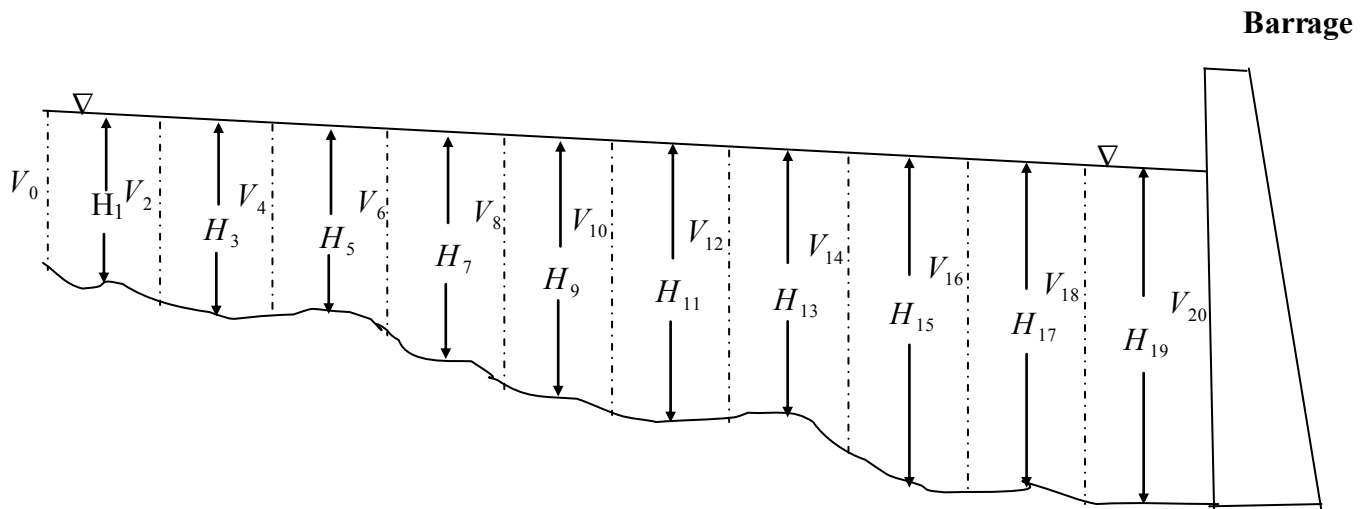


Figure 3.8 : Maillage du tronçon du système barrage-cours d'eau.

Remarque : En calcul numérique, le maillage non uniforme existe, mais son usage alourdi beaucoup le post traitement en l'occurrence la programmation. Le pas d'espace choisi est de 1,7 Km, il permet de sélectionner 11 sections respectant cette séparation avec une tolérance de $\pm 10\%$. On note que le pas a une influence sur la précision de calcul des volumes déposés.

6.2.1 Considération sur les profils en travers :

Le calcul de la phase liquide d'écoulement permet de connaître les paramètres hydrauliques (U , h) sur toute la longueur du système à modéliser, bien que le calcul de la phase solide (transport sédimentaire) n'est possible qu'avec ces derniers paramètres. Les caractéristiques physiques des sédiments sont aussi nécessaires.

En réalité, les sections d'un cours d'eau naturel sont de forme complexe et par conséquent il n'est pas facile d'obtenir à chaque section la vitesse moyenne d'écoulement pour un débit et une hauteur d'écoulement donnés. La surface, la largeur et le périmètre sont calculés et présentés en fonction de la hauteur, courbes (a, b, c, figure 3.9).

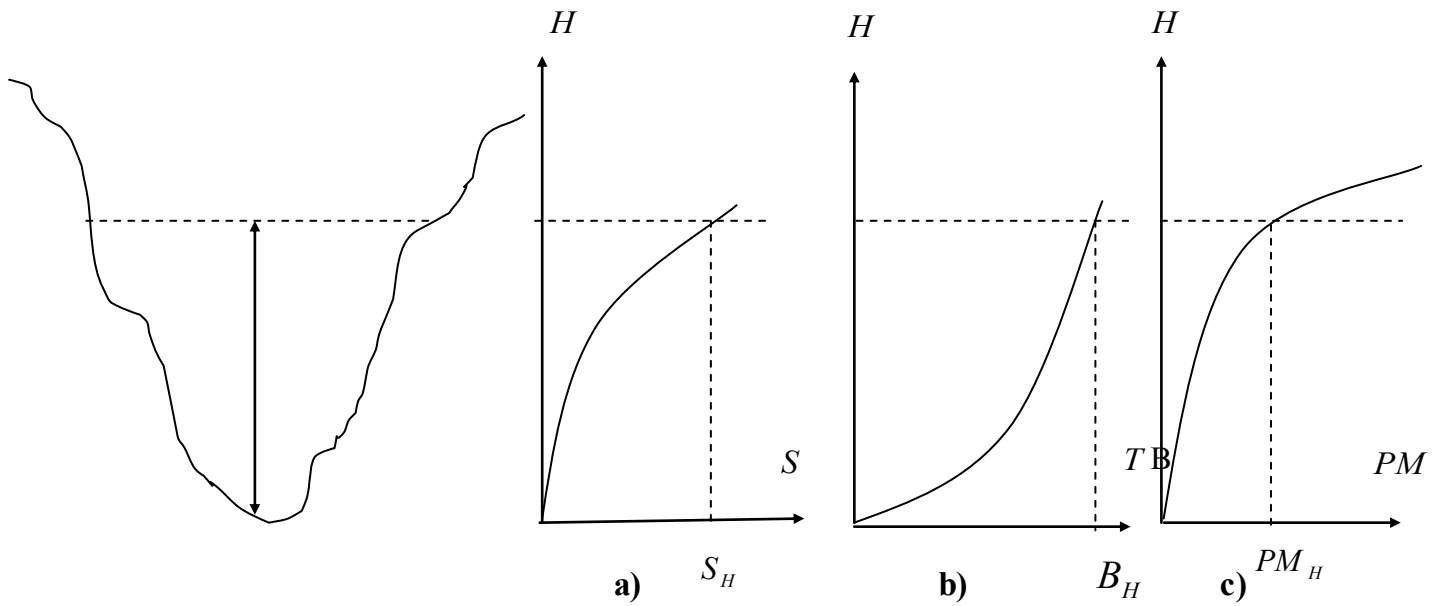


Figure 3.9 : paramètre hydraulique pour une section donnée.

Aux différentes valeurs de h , correspondent des valeurs de (S) formant des séries de mesures des surfaces trapézoïdes entre ces profondeurs successives. Il est préférable de prendre les mesures du périmètre et de la largeur en miroir au même temps que les surfaces.

La hauteur d'écoulement est variable durant la période de simulation, ainsi que les paramètres hydrauliques. Une corrélation entre cette variable et ces ordonnées est possible.

La meilleure méthode pour avoir cette relation $(F(h))$ est l'utilisation des fonctions polynomiales, car elles donnent des coefficients de corrélations très élevés. L'exemple de la première section tableau (3.2) est très illustratif.

Tableau 3.2 : Fonction de corrélation de type polynomiale pour les paramètres géométriques.

Paramètres géométriques	Fonction	Coefficient de corrélation
Surface	$1.3868h^3 - 17.207h^2 + 97.546h$	0.99
Périmètre	$-0.4206h^3 + 7.4886h + 9.2226h$	0.98
Largeur	$1.6295h^3 - 20.5h^2 + 94.747h$	0.98

Conseil :

Pour s'affranchir aux irrégularités des caractéristiques géométriques des sections naturelles et afin d'avoir de bonnes régressions, il faut choisir des profondeurs entre lesquelles les caractéristiques géométriques varient à peu près linéairement.

Après chaque itération, il y a probablement changement de la hauteur d'écoulement et de la côte du fond ce qui fait appel aux fonctions préétablies (surfaces et autres)

La hauteur des sédiments déposés est donnée par :

$$\Delta ZF = ZF - ZFI \quad (3.36)$$

Où :

ZFI : Côte initiale du fond ;

ZF : Côte du fond après dépôt.

La différence de hauteur d'écoulement après dépôt est donné par :

$$\Delta H = H - HI \quad (3.37)$$

Où :

HI : hauteur d'écoulement initiale ;

H : hauteur d'écoulement après dépôt.

Dans les conditions naturelles de transport, les paramètres hydrauliques (A , B , PM) sont affectés par la déposition des sédiments à chaque pas de temps Δt . Leurs nouvelles valeurs sont données par les relations suivantes :

$$\text{Surface mouillée :} \quad S_h = S_H - S_{\Delta ZF} \quad (3.38)$$

$$\text{Périmètre mouillé :} \quad PM_h = PM_H - PM_{\Delta ZF} + B_{\Delta ZF} \quad (3.39)$$

Où : (S_H, S_h): Surface d'écoulement avant et après dépôt respectivement ;

(PM_H, PM_h) : Périmètre mouillé avant et après dépôt respectivement ;

$B_{\Delta ZF}, PM_{\Delta ZF}$: Largeur de la couche déposée et son périmètre correspondant.

Enfin le rayon hydraulique avant et après dépôt est donné par :

$$\text{a) avant dépôt} \quad R_H = \frac{S_H}{PM_H} \quad (3.40)$$

$$\text{b) après dépôt} \quad R_h = \frac{S_h}{PM_h} \quad (3.41)$$

Remarque : Les paramètres hydrauliques (Surface, Périmètre, Largeur) ont été calculés après scannage des profils en travers.

6.2.2 Conditions aux limites :

Le tronçon étudié est contrôlé à l'amont de son entrée, par la station de Oued El Abtal, disposant d'une série d'apport allant de 1979 jusqu'à 2003.

Le barrage constitue la deuxième section de contrôle (section de sortie), les différents paramètres sont connus à cet endroit, les débits sortant (défluent) durant toute la période de son exploitation sont connus.

En ce qui concerne la phase solide, les conditions aux limites qui se présentent à l'extrémité amont, sont déduites de celles de la phase liquide, car les formules de charriage utilisées sont fonction de la vitesse d'écoulement liquide.

A la sortie (extrémité aval) le débit solide sortant est nul; ce barrage n'a jamais eu d'opération de curage. La hauteur de ce dernier est de 50 m au Niveau Normal de la Retenue (NNR), la pente du tronçon considéré est de $2,82 \times 10^{-3}$.

6.2.3 Formulation du système algébrique :

En utilisant le modèle numérique (équation 3.34, équation 3.35) résultant de la discrétisation des équations gouvernant le transport par charriage, la formulation du système algébrique remplaçant le système différentiel se fait section par section de l'amont vers l'aval.

Les calculs commencent au temps ($t=0$), pour lequel on connaît le niveau du lit et les conditions amont et aval. La figure 3.8 est l'appui pour ce faire, elle permet d'écrire les deux équations (équation 3.34, équation 3.35) par les paramètres propres à la section.

En effet, le système algébrique résultant forme une matrice carrée ($2n, 2n$), dans notre cas $n=10$ (voir figure 3.10).

Les inconnues de ce système sont la côte du fond et la hauteur d'écoulement à chaque section. Ces inconnues ne peuvent être déterminées que par résolution de ce système d'équations. Les hauteurs des dépôts trouvés sont traduites en volumes; Finalement le cycle pour $t=0$ est terminé.

Un avancement de Δt signifie la reformulation de la matrice par les nouveaux paramètres (Z, h). Le calcul se termine quand $t + \Delta t$ est égal au temps de la simulation désirée.

Conclusion :

Quelque soit la modélisation couplée ou découplée, des résultats sont trouvés, mais la qualité reste une autre question ?

Le choix justifié du schéma numérique implicite utilisé pour ce travail est capable d'expliquer l'interaction en temps réel entre la phase liquide et la phase solide. La discrétisation suivi assure la convergence car notre schéma est inconditionnellement stable et consistant en même temps, alors que le recours à des schémas conditionnellement stables est vraiment désagréable en cas des phénomènes naturels d'évolution.

Les différences finies aux schémas implicites sont la solution à cette contrainte. La modélisation numérique monodimensionnelle est la piste de départ pour des codes de calcul efficaces, bien que celle bidimensionnelle soit plus prometteuse, quoique sa programmation en code de simulation est vraiment difficile.

Introduction :

Ces dernières vingt années ont été marquées par un essor des méthodes numériques et un fort développement informatique, qui a donné lieu à l'avancement de plusieurs logiciels mono et bidimensionnels.

Un outil logiciel ou un outil numérique de simulation est un produit fini résultant de la programmation du modèle numérique traduisant la discrétisation des équations gouvernant le phénomène modélisé. L'élaboration d'un tel code nécessite un langage capable de coder avec efficacité le modèle numérique en question. La capacité de reproduction des phénomènes naturels par ce dernier doit être validée dans des cas d'étude réels. De ce fait, les limites du modèle numérique peuvent facilement être détectées.

Le présent chapitre montre les étapes permettant l'élaboration d'un code de simulation du transport par charriage.

1. Problématique du développement d'outil numérique :

Le développement d'outils numériques en hydraulique fluviale doit se caractériser par une attention particulière, pour la qualité des schémas (contrainte déjà évitée) et pour les algorithmes de traitement (problème à résoudre dans le présent chapitre).

Outre l'aspect numérique s'ajoute les contraintes d'utilisation imposées par une géométrie réelle (difficulté contournée par le recours à des fonctions de régression).

L'exemple de «Fente de Preissmann» (Cunge et al 1964, in Belleudy ,2001) montre que pour des portions où l'écoulement passe en charge, le calcul se fait par les logiciels de calcul des écoulements à surface libre.

Quand les hypothèses ne sont plus vérifiées, il faut avoir recours à des méthodes alternatives parfois qualifiées dégradées par Belleudy, quoiqu'elles soient souvent complétées par un ensemble de considérations permettant de gérer les transitions entre les différents cas de façon numériquement acceptable.

1.1 Cas du transport sédimentaire en cours d'eau naturel :

La complexité du phénomène étudié et les limites théoriques sont les principales causes des difficultés trouvés pour réaliser un outil de simulation numérique.

Le transport solide présente une grande diversité de situations et de phénomènes difficiles à différencier. Il a été expliqué dans l'étude bibliographique qu'il existe une frontière floue entre les différents modes de transport.

Les connaissances dans ce domaine sont en grande majorité empiriques et on doit dans chaque cas, analyser les processus mis en jeu pour adapter les méthodologies et les

formulations, qu'il s'agisse du charriage ou de la suspension avec ou en absence de l'étendue granulométrique, présence ou absence des dunes et enfin régime stationnaire ou transitoire.

Dans notre travail, l'étude du transport par charriage est conditionnée par le choix de la formule convenable au traitement numérique présumé. Deux critères de sélection sont imposés à savoir :

- La formule doit garantir le transport par charriage même sans apparition d'érosion du lit.
- La formule doit être fonction bien définie de la vitesse d'écoulement.

Après la satisfaction de ces conditions, d'autres problèmes peuvent surgir dans le temps et la question de fiabilité de l'outil à élaborer doit se poser dès le départ.

1.1.1 Problème de la durée de simulation :

La simulation pour des grandes durées posera toujours un problème aux modélisateurs. L'hydraulique fluviale peut faire face à la superposition des phénomènes dont leurs échelles de temps sont différentes. L'exemple le plus clair est la simulation du comportement à long terme d'un système fluvial sous influence maritime. L'évolution du système est fonction des apports amont, donc de longues séries hydrologiques qui pourraient être discontinues. Leurs échelles temporelles sont généralement journalières, alors que le pas des conditions hydrauliques imposées par les marées est de l'ordre de 15 minutes. Pour contourner cette difficulté, est ce qu'il faut envisager des échelles de temps différentes ?

Cette question fait l'objet de recherche à SOGREAH (SOciété GREnobloise des Etudes et d'Applications Hydrauliques) et dans d'autres bureaux d'études, d'après Belleudy 2001, elle n'est pas encore résolue.

1.1.2 Capacité de reproduction du charriage par la simulation :

Dans le domaine du transport sédimentaire, l'évolution morphologique d'un cours d'eau se poursuit sur plusieurs années.

Le transport solide est efficace pour les événements exceptionnels qui peuvent être non enregistrés. Le projet d'aménagement du Danube/Isar à la navigation a tenté de reproduire l'évolution du lit (tronçon de 110 [km]) pour une durée de 100 ans. Ce travail n'est pas achevé qu'après la reconstitution des hydrogrammes. Le code de calcul ne reproduit pas certains phénomènes locaux, car la géométrie réelle qui reflète ces phénomènes locaux n'est pas cohérente avec le calcul qui doit se faire (Exemple d'une section en travers qui présente de tourbillons derrière des ponts étroits). Dans ce

genre de section, la dissipation turbulente et les effets 3D ne sont pas pris en considération.

Lorsque on est condamné par le pas d'espace, un pas de temps horaire ou journalier ou mensuel peut donner des résultats sans savoir quel est le meilleur. Les expériences aux laboratoires et les mesures sur terrain donnent la réponse.

Alors, par la connaissance de la nature du problème, il faut fixer des idées sur les pas à utiliser pour échapper aux mauvais résultats et aux mauvaises interprétations.

2. Historique des outils numériques :

De l'informatique des années soixante-dix qui privilégiait la rapidité de calcul et qui gérait des ressources réduites à l'informatique actuelle caractérisée par la multiplicité des plateformes (du PC aux stations) et par la parallélisation, les logiciels de simulation sont développés.

Actuellement, il existe des logiciels capables de tirer toutes les données topographiques à partir d'un modèle numérique de terrain pour servir au calcul hydraulique. Il en résulte un système intégré de logiciel (de maillage, de régression, d'interpolation, etc.).

Ces outils de simulations ont vécu des étapes de développement liées à la science numérique et à la capacité de la machine. Le monodimensionnel était le point de départ, bien que récemment les outils bidimensionnels ont donné leurs fruits.

2.1 Les outils unidimensionnels :

Durant les années quatre-vingt, une nouvelle étape du développement des logiciels de transport sédimentaire était nécessaire. Elle était rendue possible, suite aux travaux de Chollet et al (1980) sur la modélisation du transport solide.

Les travaux de Cunge (1980) ont particulièrement développé le savoir faire en numérique. Le logiciel CHAR2 permettant la modélisation découplée de l'évolution du fond par une succession de régimes quasi-stationnaires. Le logiciel CHAR3 permettait un calcul couplé des équations hydrodynamiques. Les essais réalisés ont fourni des résultats réalistes pour des cas réels.

Ces travaux ne considéraient que le transport de la charge du fond (le charriage). En faisant du transport, une fonction exclusive des conditions locales (le fond, l'écoulement), ces modèles sont peu représentatifs du transport en suspension.

Une nouvelle révolution a été définie par Cunge et al (1986), leurs recommandations décrivaient un calcul séparé du charriage et de la suspension. Ces recommandations préconisent le développement de la modélisation couplée (preuve qu'on est en la bonne voix).

En France, cette activité de développement se concrétise dans les projets de logiciels tels que SEDICOUP, CARICHAR, et TSAR. Au Danemark, on cite les travaux du DHI (Danish Hydraulic Institute), initialisé avec le logiciel MIKE 11.

Le développement de SEDICOUP est basé sur les avancées acquises avec IALLUVIAL, lui-même basé sur les travaux de Karim et al (1982). Le concours des chercheurs de l'Iowa Institute of Hydraulic Research (IIHR) est vraiment considérable pour la résolution couplée en cas de granulométrie étendue et du transport solide en suspension.

À la fin des années quatre-vingt, les travaux ultérieurs de développement ont consisté à rendre les logiciels mieux opérationnels pour les études; la répartition du transport dans la section en travers est résolue.

2.2 Les outils bidimensionnels :

Le développement des interfaces graphiques de l'ordinateur a fait une révolution avec l'apparition de l'environnement des fenêtres pour le système d'exploitation Windows et le Gnome pour le système d'exploitation Linux.

Le traitement du graphisme et le traitement d'image ont connu une grande évolution.

La topographie et le champ des vitesses sont représentables maintenant en deux dimensions et même en trois dimensions.

Les exigences du client ont aussi poussé les choses vers une amélioration plus rapide. L'étude sur la Loire (Rivière de navigation en France) fait preuve aux logiciels bidimensionnels. TELEMAC 2D, a permis de prendre en compte le caractère bidimensionnel des écoulements. Il a permis aussi d'accéder aux paramètres caractéristiques du transport. De part le monde, il existe une tendance à développer des outils plus que monodimensionnel. Le DHI a exposé son outil 2D le MIKE 21, les américains possèdent plusieurs codes en 2D tel que HEC-Sediment, CE-QUALetc.

Enfin, la subvention des états pour de tels projets était nécessaire et elle a atteint son objectif. La relative aisance financière des bureaux d'étude et l'expertise réelle étaient un autre principal atout pour arriver à ce taux de progrès.

3. Mise en programmation du modèle numérique :

Les manipulations numériques des équations de base discrétisées ont généré un paramètre adimensionnel (α) et d'autres dimensionnels propres aux schémas de discrétisation suivis, on cite ($\beta, \eta, W1, W2$) . Ils ne sont calculés qu'aux points de maillage, ce qui implique la construction des tableaux monodimensionnels, c'est-à-dire vecteurs au sens mathématique. Ces derniers forment la matrice cyclique synthétisant la manipulation numérique suivi dans ce travail.

Les éléments de la matrice $[A]$ définis au temps t sont des paramètres dimensionnels, mais n'ont aucune interprétation physique. Le vecteur solution $[x]$ n'est qu'une série alternée des hauteurs d'écoulement h et de la côte du fond Z après $t+\Delta t$. Le vecteur produit $[A].x=[B]$ représente les paramètres décrivant les conditions aux limites. La solution obtenue (H^{J+1}, Z^{J+1}) sert de données d'entrée pour un nouveau pas de calcul et le cycle se répète jusqu'à la fin de la durée de simulation. Cette dernière nécessite un très grand nombre de calcul de précision et de ce fait il ne convient qu'au traitement par ordinateur.

3.1 Domaine de la solution et conditions aux limites :

En réalité, le tronçon normalement étudié est plus long que celui considéré ici (17 [km]), faute de non disponibilité de données (c'est pour cette raison qu'on a changé le site d'application premièrement choisi). Les profils en travers sont une donnée indispensable.

Le modèle unidimensionnel adopté exprime les équations hydrodynamiques et le transport par charriage.

Le système réservoir-cours d'eau à modéliser est limité par deux stations hydrométriques. La station amont fournit une série hydrométrique journalière de 24 ans. L'origine du système de coordonnées coïncide avec l'emplacement de la deuxième station. Les hauteurs d'écoulement ou bien les profondeurs d'écoulement sont mesurées de la surface libre vers le fond, alors que la côte du fond est référée par rapport à un plan de référence arbitraire calé au pied du barrage.

Le tronçon est subdivisé en sous tronçons limités, caractérisés par des vitesses entrantes et sortantes. Il est marqué aussi par la profondeur d'écoulement et la côte du fond au milieu (voir figure 3.5 et figure 3.6); Enfin il ne représente que le volume de contrôle pour l'équation dynamique.

3.2 Structure du programme à élaborer :

Puisqu'il s'agit d'une résolution simultanée des équations Saint-venant-Exner, l'Algorithme dit couplé est utilisé pour l'écriture de notre programme **IFDSTSWSP**. Ce nom qu'on a lui attribué est une abréviation en Anglais qui signifie (**I**mplicit **F**init **D**ifférence **S**ediment **T**ransport and **S**urface **W**ater **S**imulation **P**rogram).

En français **PSTSESLDFI**: Programme de Simulation du Transport Solide et des Ecoulements à Surface Libre par la méthode aux Différences Finies Implicite.

Les calculs commencent au temps $t=0$, pour lequel on connaît les côtes du lit et les hauteurs d'écoulement. Les différents paramètres hydrauliques sont calculés séparément, ils servent de base pour le calcul des paramètres solides. Noter que ce

calcul n'est pas différé dans le temps (Figure 3.1). Un organigramme détaillé sera présenté au paragraphe 3.3.

En formant et résolvant la matrice cyclique **[A]**, des modifications de la ligne d'eau et de la ligne du fond sont entreprises pour un avancement dans le temps pour un pas Δt . Le programme élaboré doit être écrit dans un objectif de faciliter son usage par les praticiens.

Il est doté d'un dialogue interactif entre l'utilisateur et la machine. Les noms des variables sont choisies de façon à refléter la notation habituellement utilisée et également utilisée dans le texte. Les commentaires sont fortement indispensables pour une compréhension rapide du code.

Ce code a une structure modulaire, il est composé d'un programme principal "IFDSTSWSP" et des sous programme, chacun exécutant une tâche bien définie : Read data, Liquid parameters, Einstein-Brown, Matrix formation, Gauss, Using solution et enfin Write Results.

3.3 Les sous programme de IFDSTSWSP :

Tout d'abord, ces sous programmes sont gérés par le programme hôte IFDSTSWSP.

Le sous programme Read data intervient en premier lieu. Il est doté d'instructions qui vont lui permettre de dialoguer avec l'utilisateur pour la lecture des données au moyen des questions.

Ces données se subdivisent en trois groupes :

- Les caractéristiques physiques (diamètre moyen des sédiments, masse volumique des sédiments, porosité des sédiments, diamètre des grains solide convient à la formule de Manning).
- Les données concernant le temps et l'espace (la durée totale de simulation, le pas de temps et le pas d'espace).
- Lecture des conditions aux limites (hauteurs d'écoulement et du lit initial déjà stocké dans un fichier de donnée, introduction du débit solide sortant).

Les présentes données sont utilisées dans le système d'unité international [SI], elles sont les arguments d'entrée pour les sous programmes de calcul des phases liquide et solide simultanément.

L'organigramme (Figure 4.1) présente non seulement les liens mais aussi le type de chaque argument, (in) d'entrée, (out) de sortie, pour chaque sous programme.

Liquid parameters : C'est la sous-routine qui calcule les paramètres hydrauliques de la phase liquide. Elle dispose de sept arguments d'entrée et de sept autres de sortie nécessaires aux calculs ultérieurs. Ces arguments sont de type tableaux monodimensionnels de taille n et parfois de taille $2*n$, à l'exception du coefficient de rugosité.

Einstein-Brown : à la base des données transmis par les deux sous-programmes précédent, la phase solide entreprend son propre calcul. C'est un calcul par unité de largeur lié à la nature de la formule de charriage qui possède encore un facteur de forme fonction du diamètre (tableau 3.1).

Matrix formation : maintenant toutes les données nécessaires à former la matrice sont prises, ce sous-programme ne fait que la formulation de la matrice **[A]**.

Gauss : sous-programme de résolution des équations algébriques linéaires. Il a l'avantage d'usage dans les différents cas de figures. Sa mission est de présenter la solution qui représente un tableau ($2*n$) de valeurs alternées entre les hauteurs d'écoulement et les côtes du fond.

Using solutions : comme son nom l'indique, il utilise la solution ainsi trouvée pour le calcul des volumes déposés pour chaque tronçon et pour chaque pas de temps. Il a un autre rôle, c'est de réinitialiser le lit et la ligne d'eau par les valeurs trouvées en temps $t+\Delta t$ pour le pas $t+2 \Delta t$.

Remarque : le calcul des dépôts se fait par l'utilisation de la méthode des trapèzes en deux niveaux successifs.

View : ce programme doit terminer par la présentation d'un résultat qui est le volume total du dépôt, le volume érodé, les côtes du lit du cours d'eau et les nouvelles hauteurs d'écoulement.

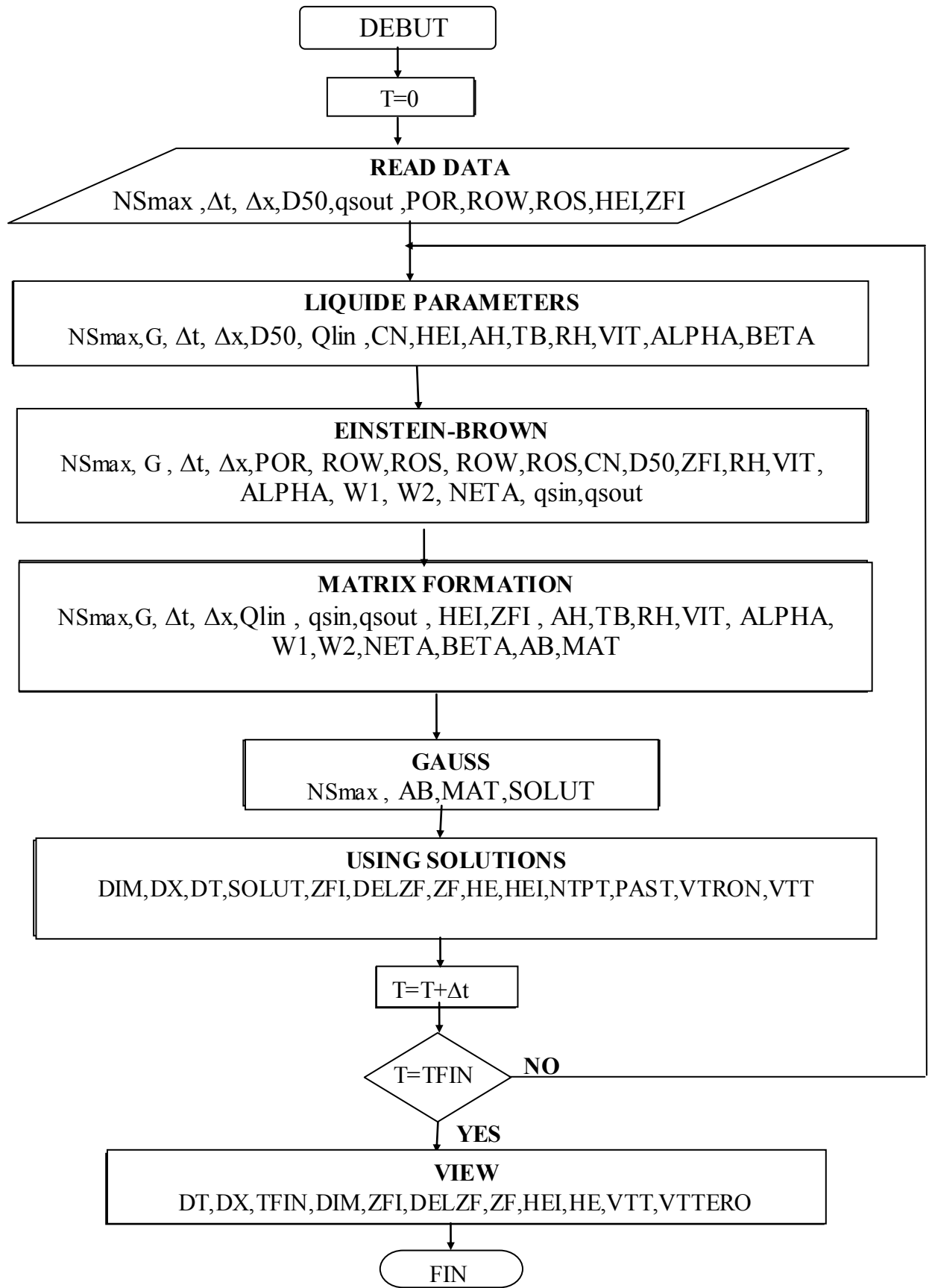


Figure4.1 : Organigramme du Programme IFDSTSWSP

3.4 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...etc. Ces langages sont à la portée de publics divers, ils essaient 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.

Vu 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 norme 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.

3.4.1 Le Fortran 90 et les méthodes numériques :

Les récentes avancées en science numérique nécessitent un énorme calcul de précision qui est généralement itératif. La manipulation des matrices est devenue de plus en plus pratique, leurs tailles s'accroissent d'un problème à un autre.

L'ordinateur par le biais des langages tente toujours d'accompagner cette évolution.

La norme ANSI (American Nat Standard Institute) Fortran 90 a largement comblé les lacunes des versions précédentes :

- En faisant de Fortran un vrai langage structuré ;
- En améliorant les possibilités de programmation modulaire qui existaient déjà aux versions précédentes ;
- En effectuant des boucles infinies.

Un programmeur doit savoir quelles sont les spécifications de son modèle numérique, pour qu'il puisse user le langage convenablement.

3.4.2 Adaptation du langage aux spécifications du modèle numérique :

Le modèle obtenu (§3.1.3 chapitre III) semble difficile à programmer ; plusieurs étapes sont nécessaires à la détermination des éléments de la matrice cyclique [A]. Ces éléments eux-mêmes sont déterminés étape par étape ce qui alourdi et allonge le programme.

Un programme écrit en seul tenant devient difficile à réaliser dès qu'il dépasse une ou deux pages de texte. Un découpage en procédure permet de le scinder en plusieurs parties qui peuvent eux-mêmes être décomposées. Ainsi le langage Fortran 90 règle cette difficulté par excellence, grâce à la notion d'interface qui fiabilise l'appel des procédures. Elle a pour rôle de faire le diagnostic lors de la compilation. Un autre atout est les possibilités de manipulation des tableaux par Fortran 90 qui sont à la fois puissantes et concises, n'ayant aucun véritable équivalent dans les autres langages on peut citer, notamment :

- Les opérations globales c'est-à-dire portant sur l'ensemble des éléments d'un tableau ou de plusieurs tableaux ;
- La notion de section de tableau qui, permet de manipuler une portion de tableau comme un tableau intégrale ;
- Les constructeurs de tableaux qui simplifient l'affectation des valeurs quelconques aux différents éléments d'un tableau.

Les tableaux (1D) de notre modèle numérique ($\alpha, \beta, TB, A \dots$) sont des vecteurs qui commencent à partir de zéro, alors que dans la majorité des langages les vecteurs commencent par le 1.

Le Fortran 90 à éliminer cette difficulté, il a permis aussi la transmission en argument des tableaux avec un profil implicite, c'est-à-dire profil ajustable. Cette propriété fait preuve d'originalité de ce langage.

Remarque : faute de non disponibilité de documentation suffisante (absence du guide d'utilisation), et d'ouvrage consistant l'utilisation de Fortran se réduit à la saisie des formules rudimentaires calculant des sommes ou des moyennes, d'une part, et la résolution des matrices par de simples méthodes. Cet usage minimaliste est un gâchis au regard des potentialités que recèle ce langage.

3.5 Considérations informatique et imprévus de la programmation :

L'ordinateur, compte tenu de sa technologie actuelle ne sait représenter et traiter que des informations exprimées sous forme binaire. La mémoire centrale est un ensemble de position binaire nommée bits. Ces derniers sont généralement regroupés en octet, alors toute information quelque soit sa nature devra être codée sous cette forme.

Il existe plusieurs codes tels que ASCII (American Standard Code for Information Interchange). Réellement ce détail n'est pas trop important pour l'achèvement du travail mais le savoir du typage de variables en Fortran est indispensable.

3.5.1 Stockage numérique des types de base :

Le type entier (Integer) stocke de manière exacte un nombre entier donné. Les valeurs usuelles des entiers codés sur 32 bits allant de -2147483648 à 2147483647, au-delà de ce domaine Fortran ne peut plus effectuer des calculs justes.

Pour s'affranchir à cette difficulté, le Fortran 90 impose le choix des variantes précises à un type, il permet ceci par le biais du paramètre (Kind=).

Le type Real permet de représenter d'une manière approchée les nombres réels. Dans ce cas, nous n'avons pas que le problème du domaine représentable mais aussi un problème de précision.

3.5.2 Imprévus de la programmation :

Le calcul des paramètres adimensionnels propre à la discrétisation réserve quelques surprises. Exemple, pour l'obtention du paramètre α , nous faisons la soustraction des vitesses adjacentes marquées par leurs faibles grandeurs et par leurs rapprochements. Il s'agit de deux nombres presque égaux. La conséquence de cet état de fait est que les erreurs d'arrondi peuvent devenir très désastreuses sur le post-calcul. Les paramètres β et η sont deux nombres liés à α , mais de grandeur différente.

Le premier est un très grand nombre alors que le deuxième est infiniment petit (ordre de 10^{-16}). Ils constituent avec d'autres paramètres, les éléments de la matrice [A].

Vue les opérations de calcul considérables (échelonnement, division....etc.), les erreurs d'arrondi s'ajoutent et les conséquences sur la solution peuvent être fâcheuses.

De ce fait, la déclaration des variables en type de grande précision est indispensable.

4. Simulation numérique des écoulements non permanent à fond mobile :

L'utilisation des modèles 1D pour le calcul de l'évolution du fond est une pratique séduisante pour les sédimentologues.

La simulation de la modification du fond à court ou à long terme donne le volume des sédiments déposés et/ou érodés dans chaque tronçon élémentaire. Ceci est possible par notre programme IFDSTSWSP.

Un programme achevé après un énorme effort et une grande patience. Plusieurs améliorations et corrections sont introduites durant cette longue durée d'élaboration.

Les premiers résultats étaient loin de la réalité.

4.1 Description Générale du programme IFDSTSWSP :

IFDSTSWSP est un code de simulation des écoulements non permanent et graduellement varie. Il est conçu pour le calcul de volume de dépôts et/ou d'érosion en tenant compte du couplage existant entre les deux phases (liquide solide) constituant le mélange. Il calcule pour des cours d'eau à géométrie complexe, l'évolution du fond et de la ligne d'eau. Il peut facilement déceler les tendances futures des sédiments charriés à condition de disposer des débits liquides correspondants.

Dans ce programme, la formule de charriage codé est celle d'Einstein-Brown, notons qu'il est possible d'utiliser d'autres. Sa limitation au calcul du charriage est condamnée par le modèle mathématique utilisé. En cas des débits solides négligeables, il peut servir à la simulation des inondations.

4.1.2 Données nécessaires à la simulation :

La simulation numérique du charriage requière essentiellement les mêmes données que pour la détermination de la surface libre. Les côtes initiales du fond, les conditions aux limites sur les débits solides et les caractéristiques physiques des sédiments sont indispensables.

Le pas de temps pour des grandes durées de simulation (§1.1.2) posera un problème, bien que la méthode numérique est inconditionnellement stable. Après contact avec Belleudy (Mars 2005), il nous a conseillé d'utiliser un pas de temps donnant un CFL proche de l'unité, le pas journalier peut garantir cette condition.

4.2 Utilisation du programme IFDSTSWSP :

Le programme élaboré à la base de l'organigramme (figure 4-1) est d'abord compilé afin d'obtenir un code exécutable.

L'utilisateur introduit les données du problème de manière interactive en répondant aux questions posées par la machine (voir figure 4.2). De nombreux commentaires glissés dans cette conversation et dans le programme sont capables de tester les éventuelles erreurs lors de l'introduction des données. En cas d'erreur, la question est reposée jusqu'à ce que l'utilisateur réponde correctement. À la fin, il est possible de revenir à ces données, car qu'ils ont été enregistrées dans un fichier consultable nommé Dialog.

La procédure utilisée par le programme pour convertir en volume le dépôt et/ou érosion se fait par la méthode des trapèzes. Cette méthode utilisée, calcule les volumes des dépôts et/ou d'érosion en tenant compte du foisonnement dû à la porosité déjà incluse dans l'équation d'Exner.

Pour une meilleure compréhension de l'utilisation de ce programme, il faut suivre ces explications en parallèle avec l'organigramme de la figure 4-1.

```

"D:\communication_Mai_05\Debug\IFDSWSTSP_final.exe"
il traduit la conservation de, la masse et la conservation
(liquide+solide),et de la quantité de mouvement

-CALCULS:ils sont effectués pour des sections REELLES
ils sont codés dans le programme par des fonctions
polynomiales en fonction de h <AH(h),PM(h),TB(h)>

-CONDITIONS AUX LIMITES: station de jaugeage en amont
et le barrage en aval

LECTURE DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES:
Introduire la durée de simulation. TFIN<J> ?=$
365
Pas de temps en Jours. DT<J> ?=$
1
Vérification du Nbr de boucle en temps à effectuer
Good
Pour la confirmation de la lecture des Débits Entrants QLIN<m3/s>
Repondre 0(ui)

Pour la confirmation de la lecture des Débits Sortants QLOUT<m3/s>
Repondre 0(ui)

Pas d'espace du tronçon considéré. DX<m> ?=
1700.0
Diamètre moyen des sédiments. D50<mm> ?=
0.365
Débit solide sortant par Jour. qsout<m3/m/s> ?=
0.0
Porosité des sédiments. POR<-> ?=
0.44
Masse volumique de l'eau. ROW<kg/m3> ?=
1000.0
Masse volumique des sédiments. ROS<kg/m3> ?=
2520.0

```

Figure 4.2 : Dialogue interactif machine-utilisateur

4.2.1 Application du code au cas du système Oued Mina-Barrage SMBA

La simulation des dépôts durant différentes périodes d'exploitation nécessite un fond et une ligne d'eau initiale. Les côtes du fond avant la mise en eau (côtes de 1978) sont prises comme données initiales bien que la ligne d'eau est prise juste après le remplissage du barrage, soit donc le niveau d'eau de 1980. Les autres données nécessaires sont déjà exposées au chapitre II.

En raison de la disponibilité des mesures de dépôt, évaluées par le biais de la bathymétrie (1986,2003), les simulations sont faites sur des périodes de 7 ans et de 24 ans respectivement.

Selon la CIGB, les premières années d'exploitation ont une importance notable dans le comblement des retenues. Généralement, elles sont susceptibles à un envasement rapide. Afin d'étudier le dépôt sur ces premières années, nous envisageons d'autres simulations.

4.2.1.1 Résultats et analyses :

Pour mieux analyser les résultats de la simulation, il vaut mieux les consigner dans un tableau (tableau 4.1).

Tableau4.1 : Volume des dépôts pour différentes période de simulation.

Période de simulation	Volume total de dépôt [Mm ³]	Volume moyen annuel de dépôt [Mm ³ /an]	Hauteur de dépôt Maximale [m]
79/80-80/81	0.281442	0.281442	0.07
79/80-82/83	0.892932	0.297644	0.23
79/80-84/85	1.55039	0.31	0.38
79/80-86/87	2.255167	0.322166	0.54
79/80-03/04	9.976	0.40	1.79

A la lumière de ce tableau, nous constatons une accumulation progressive des dépôts avec une moyenne passant de 0.281 Mm³ pour la période d'une année à 0.4 Mm³ pour la période (79/80-03/04). La hauteur du dépôt maximale s'accroît jusqu'à environ 1,8 m.

Les figures (4.3, 4.4, 4.5) représentent des profils longitudinaux du système barrage-cours d'eau permettant une comparaison entre l'état initial et l'état final du lit.

Les résultats ainsi obtenus ne confirment pas les dires de la CIGB. Ils contrarient aussi les conclusions d'une étude de l'état d'envasement au droit de 15 barrages de l'Algérie du Nord (Bouheniche, 2001) qui disent que la vitesse d'envasement décroît au cours des années d'exploitations. Reste à éclairer que ceci n'est pas une règle ou une loi, ce n'est qu'une conclusion obtenue dans un espace et période définie. Elle sert ici à démontrer que cette retenue se comporte différemment de son environnement.

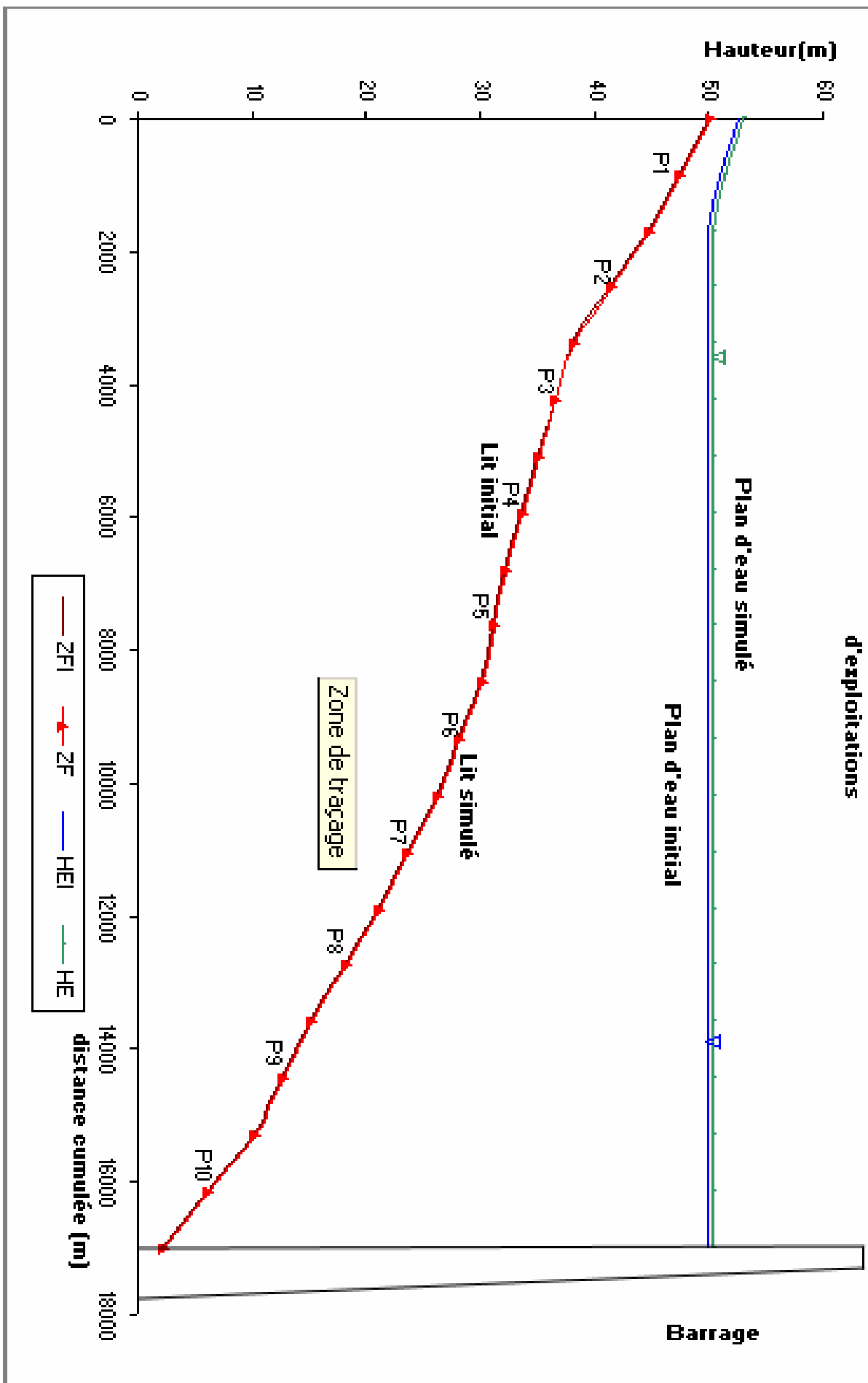
4.2.1.2 Comparaison des dépôts de la simulation avec ceux de la bathymétrie et interprétation :

La qualité de la simulation est appréciée selon deux critères principaux :

- la morphologie du lit due aux dépôts après chaque période de simulation ;
- le cubage de dépôt enregistré.

Les deux levés bathymétriques disponibles, font l'objet de comparaison séparé.

Figure 4.3: Modélisation du système barrage cours d'eau (Oued Mina-SMBA) après 3 ans d'exploitations



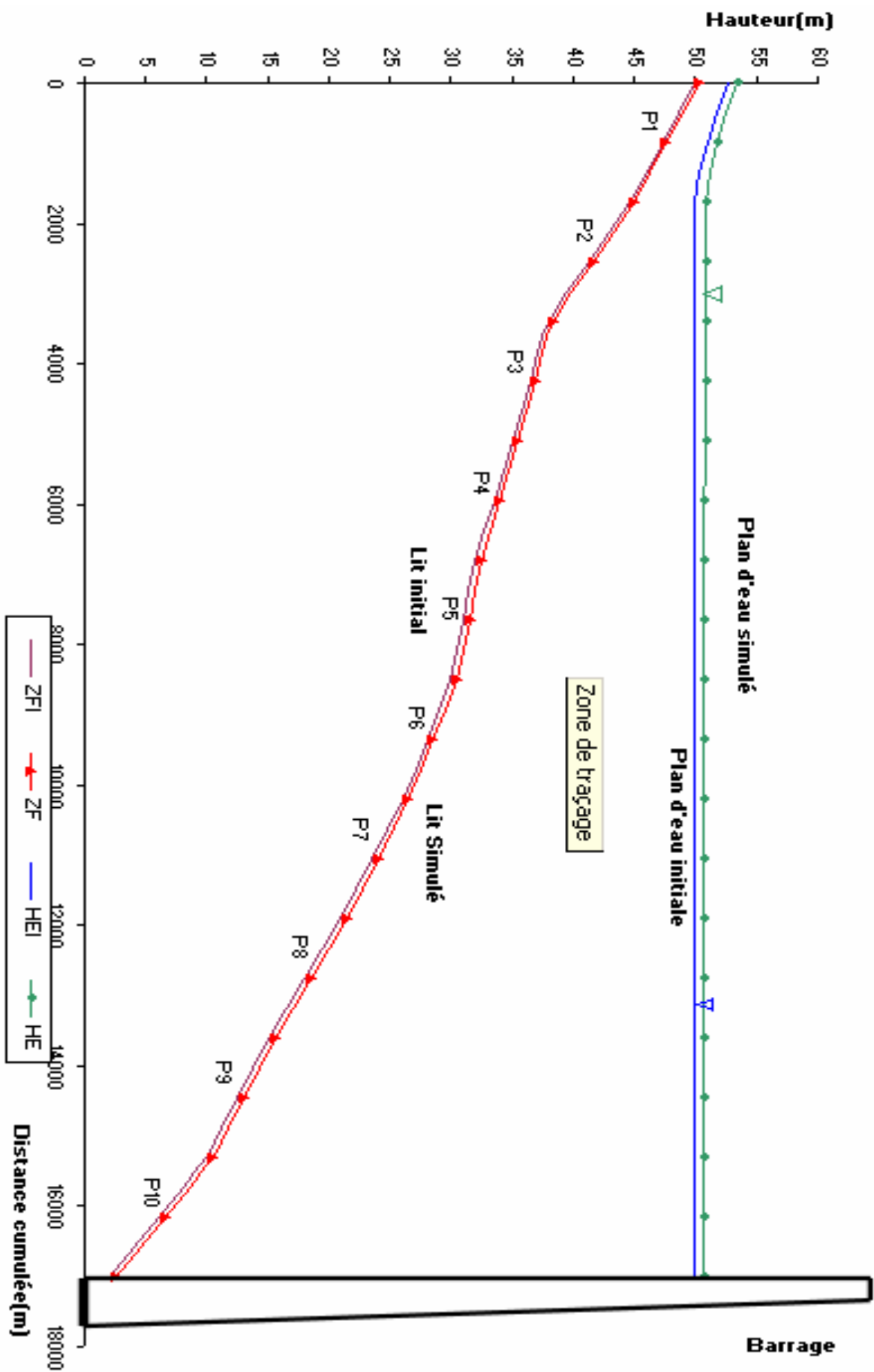
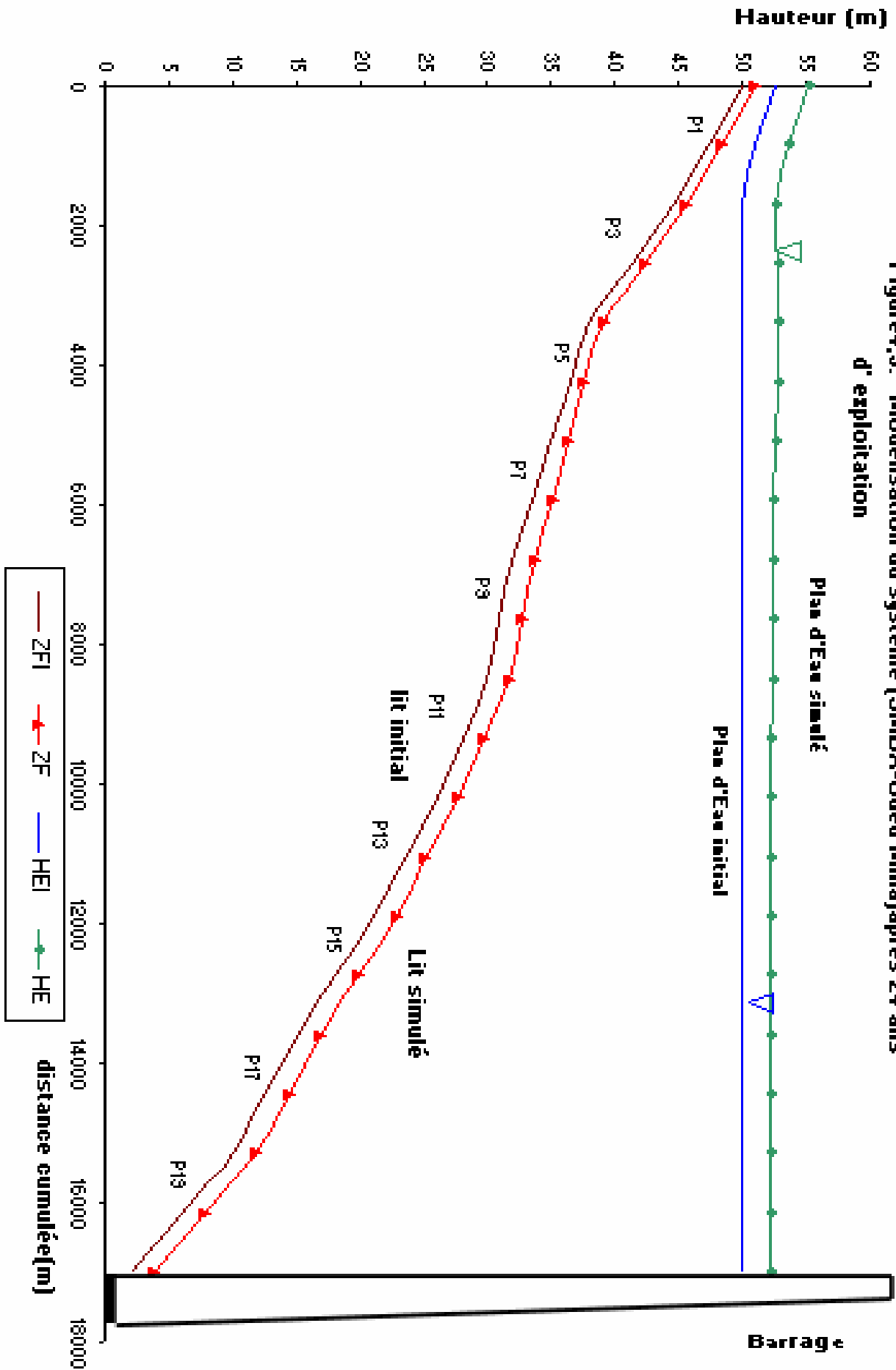


Figure 4.4: Modélisation du système barrage cours d'eau (SMBa-Oued Mina)après 7 ans d'exploitation



Comparaison avec la bathymétrie de 1986 :

Le volume des dépôts simulé pour la période de 79/80-86/87 est égal à 2.255 Mm³.

Un écart considérable est trouvé avec le résultat de la bathymétrie qui donne un dépôt égal à 9 Mm³. la hauteur maximale des dépôts trouvée par la simulation est $\Delta ZF = 0.543$ m, elle est enregistrée au tronçon 8, alors que la bathymétrie confirme une autre valeur $\Delta ZF = 1.6$ m pour ladite section (Pour plus de détail voir la figure 4.4).

Vue que notre simulation ne concerne que le transport par charriage, le rapport (volume simulé/volume réel) donne une valeur de 0.2505, il représente la contribution de ce mode de transport dans le dépôt enregistré pour cette période, soit donc la part du charriage 25.05%. Dans la nature, le dépôt est dû aux deux modes de transport (charriage+suspension).

Comparaison avec la bathymétrie de 2003 :

Durant cette période de 24 ans, la bathymétrie indique 84 Mm³ de dépôt, une augmentation remarquable soit 9.33 fois plus grande que le volume déposé durant les 7 premières années.

Par contre la simulation donne un volume de 9.976 Mm³ ce qui donne un rapport simulé/réel égal à 0.1187, c'est-à-dire que la contribution du charriage pour cette période a chuté de 25.05% à 11.87%. La hauteur maximale du dépôt simulée est égale à 1.87 m. Une comparaison détaillée de cette simulation avec la réalité n'est pas possible car ce levé ne dispose pas de profil en long. Il est déjà mentionné au paragraphe 4.2.3 chapitre II, que ce levé a évalué le volume des dépôts seulement.

Les deux simulations confirment que les trois derniers sous tronçons sont les plus touchés par le dépôt. Ceci est déjà constaté lors de l'analyse détaillée de la bathymétrie de 1986 (§ 4.2.2 chapitre II)

4.3 Limitation du code et recommandations :

Le code IFDSTSWSP utilisé pour simuler le transport solide par charriage reste un code monodimensionnel classique, mais évolutif. Actuellement, le nombre des sous tronçons à traiter est limité à 10. L'amélioration du sous programme Matrix Formation permet une généralisation du code.

Son modèle mathématique de base ne tient pas compte des termes sources, en d'autres termes les affluents au tronçon sous l'étude sont exclus. Des rectifications dans notre modèle numérique sont indispensables afin de réaliser ce remaniement.

Dans la nature, l'évolution géomorphologique du lit engendre des déformations irrégulières le long et en travers du cours d'eau. Pour une section donnée, les dépôts ne

sont pas uniformément répartis. Notre code est incapable de reproduire ce phénomène car il fait une projection horizontale de la hauteur de dépôt trouvé. Les futures améliorations devront intégrer la méthode des perpendiculaires confondues. Son principe général consiste à calculer la contrainte de cisaillement à travers la section, malheureusement nous ne disposons pas plus d'information pour la présenter.

La géométrie irrégulière des sections décrites par des fonctions algébriques semble être une source d'erreur ou d'imprécision en cas des petites hauteurs de dépôt. Donc, il est recommandé de travailler avec des fichiers de la topographie réelle.

Le maillage utilisé est relativement espacé. Un raffinement est nécessaire car son influence sur le calcul des volumes est remarquable. L'interpolation au centre des mailles peut être faussée par un pas qualifié grossier. De ce fait, le nombre des sous tronçons s'accroît, il en résulte une grande matrice à traiter pour chaque pas de temps.

La simulation du transport par charriage seul est insuffisante pour faire une expertise des sédiments déposés dans une retenue. Le développement d'un code de calcul du transport en suspension est indispensable. Les tests de validation de ce genre de code doivent se faire au laboratoire premièrement sur des canaux de dimensions relativement grandes. Ces canaux devront être équipés de matériel de jaugeage précis.

Conclusion :

Nous avons fait le choix du langage de programmation qui convient à notre modèle numérique après avoir développé les éventuels problèmes rencontrés pour l'élaboration d'un code de calcul. Un rappel historique sur l'évolution des outils numériques était nécessaire.

Les différents niveaux de la construction du code sont examinés. Un organigramme et des explications concernant chaque sous programme sont donnés. Dans un premier temps, nous nous sommes intéressés à éclairer quelques considérations informatiques nécessaires à ce genre de travail. Puis l'organisation générale du code a été présentée. Ensuite, sa mise en application sur le système Oued Mina-SMBA est faite pour différentes périodes de simulation, différents points sont relevés à savoir :

- Une croissance de la moyenne annuelle d'envasement ;
- La contribution du charriage dans le dépôt total reste dans une fourchette admissible pour les cours d'eau Algérien.

Des recommandations ont été faites pour minimiser les limites d'applications du code, elles figurent une perspective prometteuse.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a consisté en un calcul des volumes de dépôt solide au niveau d'un système barrage-cours d'eau dont le transport par charriage en est la cause. L'approche monodimensionnelle est adoptée. Elle tient compte de la modification du lit par processus de déposition et/ou d'érosion sur plusieurs années d'un tronçon de quelques kilomètres entre la station de jaugeage Oued El Abtal et l'emplacement du barrage SMBA.

L'analyse des travaux antérieurs a montré qu'il existait globalement deux approches de traitement :

- La première repose sur une modélisation découplée de l'écoulement biphasique; Elle présente un modèle simplifié qui consiste à calculer la ligne d'eau puis la ligne du fond;
- La deuxième dite couplée consiste à résoudre simultanément les équations hydrodynamiques gouvernant le transport solide par charriage, en l'occurrence, les équations de Saint-Venant-Exner.

Ces équations forment un système hyperbolique complexe et ne peuvent être traitées que par des méthodes numériques. De plus, d'autres modèles classiques ont été présentés ainsi que les différents modes de transport présents dans un cours d'eau et leurs critères de différenciation.

La modélisation mathématique et numérique des écoulements à surface libre nécessite certes une bonne compréhension des phénomènes impliqués mais aussi une maîtrise des outils en post traitement. La méthode numérique de résolution du système utilise une approximation aux différences finies du premier ordre en espace et en temps, le schéma de discrétisation suivi est implicite. Cette modélisation présente deux intérêts principaux ; d'une part, elle est capable de traduire l'interaction réelle entre les deux phases d'écoulement par une résolution simultanée et d'autre part elle tient compte de la topographie réelle. Le modèle numérique résultant a été mis en œuvre dans le code de calcul IFDSWSTSP dont les étapes de son élaboration ont été présentées. Un site test de validation était nécessaire, le cas du système barrage SMBA-cours d'eau Oued Mina est pris en considération en raison de la qualité de données qu'il présente. Des échantillons de sédiments ont été prélevés de ce site dont l'objectif est de déterminer leurs caractéristiques physiques.

L'exécution du programme exprimé en Fortran 90 a permis plusieurs simulations à un pas de temps journalier pour différentes périodes d'exploitations. L'analyse détaillée des résultats a montré le comportement de cette retenue de barrage: Durant la période 79/80-86/87 le dépôt simulé est de 2.25 Mm^3 , soit 0.94 % de la capacité initiale est perdue, ce qui signifie une moyenne annuelle de perte d'environ

0.31 Mm³. Le volume de dépôt mesuré par bathymétrie (9 Mm³) montre une contribution du charriage évalué à 25.05 % dans le dépôt total.

Durant la période 79/80-03/04, il s'est accumulé 84 Mm³; une perte accrue de moyenne 3.5 Mm³ /an, soit trois fois la moyenne des sept premières années. La simulation de cette période n'a pas suivi cette tendance, le volume déposé est égal à 9.976 Mm³, sa moyenne de comblement divisée à celle de la première période est égale à 1.29, ce qui signifie une chute de la contribution du charriage à 11.87 %.

En déduit de cette comparaison :

- Une différence entre les volumes simulés et les volumes mesurés ;
- Un comblement croissant en temps ;
- La partie inférieure du réservoir est la plus touchée par ce comblement.

Pour améliorer le fonctionnement de code deux voies sont envisageables. La première consiste au développement du modèle numérique pour qu'il puisse prendre en compte les apports latéraux. L'autre voie consiste à l'amélioration de la qualité des données géométriques par un raffinement du maillage et par l'utilisation des fichiers de données au lieu du recours aux fonctions d'interpolation. Indépendamment de ces considérations topographiques, un complément intéressant peut être apporté au code de calcul. Une répartition des sédiments dans la section en travers est possible par l'utilisation de la méthode des perpendiculaires confondues, elle est vraiment une perspective prometteuse.

Sur le plan pratique, le code de calcul développé reste un outil de base qui ne peut être utilisé qu'après modification des fonctions de surface, de périmètre et de largeur. Sa limitation au calcul du transport par charriage impose le développement d'un code de calcul du transport en suspension.

Enfin, ce travail reste à parfaire, il dévoile la nature complexe du transport sédimentaire. Un travail que nous terminons avec des interrogations nouvelles.

BIBLIOGRAPHIE :

Acker P& White WR (1973) : « Sediment Transport : New approach and analysis »
HY 11 Journal of the hydraulic division.USA

ANB (1979): « Rapport synthèse de l'avant projet détaillé: projet de barrage de Sidi Mohamed ben Aouada » Agence Nationale des barrages –Algérie-

Benssenasse, M (2004) : « Dépôt des sédiments fins à l'amont d'une retenue »
Thèse Doctorat d'Etat, ENP-Alger-

Bouheniche,S (2001) : « Contribution à l'étude de l'état d'envasement des barrages de l'Algérie du Nord » MFE. ENSH-Blida

CFGB (1976) : « Problèmes des sédiments dans les retenues »
Q47 R30, Twelfth ICOLD congress. Mexico 1976.

Chow V T (1985): "Open channel hydraulics " Mc Graw Hill, NY, USA

Claude delanoy (1993): "Mécanique des fluides", Office des publication
Universitaires, Alger, Algérie.

Dieter Gomer (1994) : « Ecoulement et érosion dans des petits bassins versant à sols marneux sous climats méditerranéen » GTZ, Robdorf, GMBH

Gracia Sanchez (1982) : « Mathematical model for simulation of delta formation and erosion down stream of reservoir" Q54, R8, Fouteent ICOLD congress, Rio de Janiero 1982.

Graf W (1971): "Hydraulique of sediment transport", Mc Graw Hill NY, Water resource publications , Littleton, CO.USA

Graf WH & MS Altinakar (1993): « Hydraulique fluviale, Ecoulement permanent Uniforme et non uniforme » Tome 1, Presses polytechnique et universitaires romandes, Lausanne.Suisse.

Graf WH & MS Altinakar (1995): « Hydrodynamique une introduction». Presses polytechnique et universitaires romandes, Lausanne.Suisse.

Graf WH & MS Altinakar (1996): « Hydraulique fluviale, Ecoulement permanent Uniforme et non uniforme » Tome 2, Presses polytechnique et universitaires romandes, Lausanne.Suisse.

Henri Vogt (1996) : « l'Aménagement des zones marneuses dans les bassins versant Des montagnes de l'atlas tellien semi-aride » GTZ, Robdorf, GMBH.

Ratomski, Kordas (1976) : « Hydraulic methods of sedimentation forecasting in reservoirs» Q47, R25, Twelfth ICOLD congress, Mexico.

Ramez P(1995): « Erosion et transport solide en rivière» Tome 1, Cemagref- Lyon France.

Roy et al (1973) : « Planning for Resource- Environmental conservation » Vol 99, No.HY11, Portland, Ore.USA

Novak, p (1981): « Models in hydraulic engineering physicals principals and design application » DELFT university , USA

Parlt, R(1976): « Quantitative analyses of reservoirs sedimentation » Q47, R11, Twelfth ICOLD congress, Mexico 1976.

Paul ,Benedict et al(1973): « Sediment control methods» The committee on Sedimentation of hydraulics division.Journal of the Hydraulics division,USA.

Patrick, Anne fouilloux (2004): «Langage Fortran : Support de cours » Institut du développement et des Ressources en informatique scientifique, France.

Rocha, henrique (1982) : « Distribution of sediment a long reservoirs» Q54,R14 Fouteent ICOLD congress, Rio de Janiero 1982.

Roger Peyret, Thomas D Taylor: "Computational methods for fluid flow" Sriger-Verlag New York Inc.USA

Shen H W (1979): "Modeling of rivers" John wiley & sons, Inc Colorado state university.USA.

Touaibia Bénina (2004): "Manuel pratique d'hydrologie" Presses madani, Blida. Algérie.

Touaibia Bénina (2000): « Erosion-transport solide-Envasement de barrage, cas du bassin versant de l'oued mina » Thèse de doctorat d'état, INA El harrache, Alger, Algérie.

Vanriijn (1986): « Manual sediment measurement » DELFT hydraulic laboratory, USA.

Whitemore, Reid Pc(1976): «The influence of changingland use on inflow to reservoirs » Q47, R22. Fourteent ICOLD congress, Rio de janeiro.

Yucel oner (1976): «Model investigation of reservoir sedimentation » Q47,R11, Twelfth ICOLD congress, Mexico 1976.

SITES WEB CONSULTES:

www.web.lasg.ac.cn/download/computing/Fortran90

www.bh.com/companions/chap14

www.lthe.hmg.inpg.fr/belleudy/HDR